



منشورات جامعة الفرات
كلية الهندسة المدنية في الحسكة



منشورات جامعة الفرات
كلية الهندسة المدنية في الحسكة



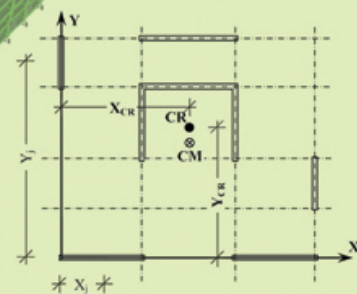
Al-Furat University Publications
Faculty of Civil Engineering By Alhasaka



الخرسانة المسلحة - ٤

دراسات نظرية وتطبيقات عملية
وفق الكود العربي السوري

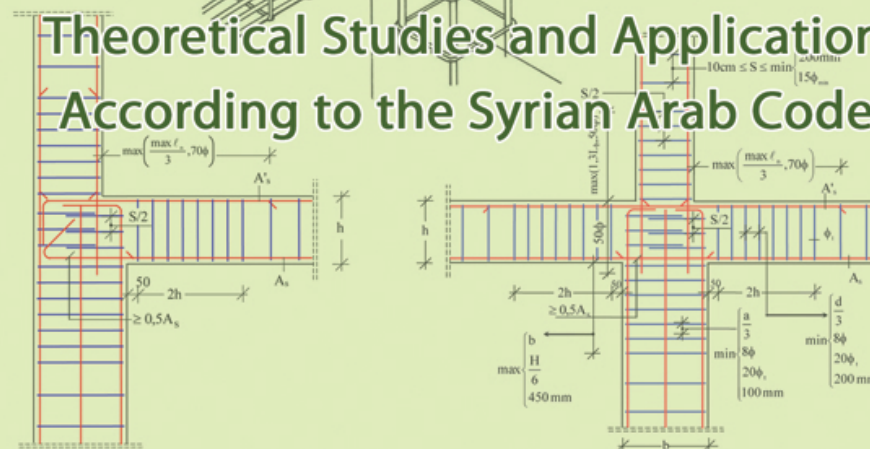
الدكتورة المهندسة
سفانة ماجد حموية



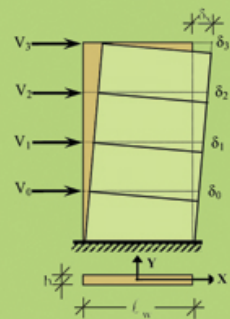
الخرسانة المسلحة - ٤

REINFORCED CONCRETE - 4

Theoretical Studies and Applications
According to the Syrian Arab Code

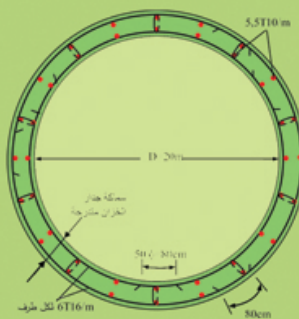


Dr-Eng. Sufana Majed Hamwiah



مديرية الكتب والمطبوعات الجامعية

١٤٤٤هـ - ٢٠٢٣ م



Academic Year
2022-2023

Academic Year

٢٠٢٣

ل.س

سعر المبيع للطالب :



الخرسانة المسلحة (4)

دراسات نظرية وتطبيقات عملية

وفق الطبعة الخامسة المطورة 2022

من الكود العربي السوري





منشورات جامعة الفرات كلية الهندسة المدنية في الحسكة

الخرسانة المسلحة – ٤

دراسات نظرية وتطبيقات عملية
وفق الطبعة الخامسة المطورة 2022 من الكود العربي السوري

الدكتورة المهندسة

سفانة أحمد ماجد حموية

مدرس في الهندسة الإنشائية- خرسانة مسلحة

مديرية الكتب والمطبوعات الجامعية

1444 هـ - 2023 م

لطلاب السنة الرابعة

مدني عام



محتوى الكتاب

الصفحة

13

مقدمة

الفصل الأول: الأحمال على المنشآت

15

1-1 مقدمة

15

2-1 أنواع الأحمال

15

1-2-1 الأحمال الدائمة

16

2-2-1 الأحمال الإضافية

16

1-2-2-1 الأحمال الإضافية الستاتيكية

19

2-2-2-1 الأحمال الإضافية الديناميكية

20

3-2-1 الأحمال المناخية

20

1-3-2-1 أحمال الثلج

21

2-3-2-1 حمولة الرياح

25

4-2-1 أحمال الزلازل

27

5-2-1 حمولات أخرى مختلفة

27

1-5-2-1 حمولة التنفيذ والنقل

27

2-5-2-1 هبوط المساند وهبوط الأساسات

الفصل الثاني: أساسيات دراسة المنشآت على الزلازل

29

1-2 مقدمة

30

2-2 تعاريف عامة

32

3-2 تصنيف المنشآت المقاومة للقوى الأفقية الناتجة عن الزلازل

- 32 1-3-2 منشآت الجدران الحاملة
- 34 2-3-2 المنشآت الهيكلية
- 34 3-3-2 منشآت الإطارات أو الهياكل المقاومة للعزوم
- 35 4-3-2 المنشآت المزدوجة أو المختلطة
- 36 4-2 المراحل الأساسية لدراسة المنشآت على الزلازل
- 36 1-4-2 المرحلة الأولى (مرحلة التصميم المعماري)
- 40 2-4-2 المرحلة الثانية (مرحلة التحليل الإنشائي)
- 40 3-4-2 المرحلة الثالثة (مرحلة التصميم الإنشائي)
- الفصل الثالث: التحليل الستاتيكي للمنشآت المعرضة لقوى زلزالية**
- 41 1-3 مقدمة
- 41 2-3 طرائق حساب القوى الزلزالية
- 42 1-2-3 تطابق مركز كتلة المبنى مع مركز صلابته (قساوته)
- 45 2-2-3 حساب صلابة العناصر الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية
- 47 3-2-3 حساب مركز صلابة جملة إنشائية مقاومة للقوى الأفقية
- 48 4-2-3 حساب عزم الفتل الناتج من تأثير القوى الأفقية
- 48 5-2-3 الطريقة الستاتيكية المكافئة
- 48 1-5-2-3 مجال استعمالها
- 49 2-5-2-3 تقييم القوى الزلزالية وفق الطريقة الستاتيكية المكافئة
- 62 3-5-2-3 توزيع قوة القص القاعدي V
- 65 4-5-2-3 تأثير الفتل على البناء وفق الطريقة الستاتيكية المكافئة
- 67 6-2-3 الفواصل الزلزالية
- 65 7-2-3 تراكيب الأحمال في حالة الحد الأقصى
- 73 8-2-3 تراكيب الأحمال في مواقع تراكب عزوم الانعطاف وقوى القص

- 73 3-3 شروط الاستغناء عن دراسة المنشآت على الزلزال
- 74 (1-3) مسألة على حساب قوى القص الناتجة عن الزلازل
- الفصل الرابع: تصميم جملة جدران قصية مقاومة لقوى زلزالية**
- 95 1-4 مقدمة
- 95 2-4 متطلبات التصميم المقاوم للزلزال
- 96 3-4 تصميم مقطع خاضع لانعطاف مركب وفق الطريقة الحديدية
- 98 4-4 عامل تخفيض المقاومة Ω (عامل الأمان) لمقطع معرض لانعطاف مركب
- 100 5-4 تصميم جدار قصي على الانعطاف المركب
- 101 1-5-4 طريقة معادلات التوازن - مخطط الترابط
- 102 1-1-5-4 خطوات رسم مخطط الترابط باعتماد الحسابات اليدوية
- 108 2-5-4 طريقة التسليح المنتظم على كامل طول الجدار
- 110 3-5-4 الطريقة الثالثة لحساب التسليح لطرفي الجدار باعتماد C & T Section
- 111 6-4 اشتراطات خاصة بالجمال الإنشائية المقاومة للزلزال والمؤلفة من جدران قصية
- 111 1-6-4 اشتراطات المباني
- 113 2-6-4 اشتراطات بعدية
- 115 3-6-4 شروط وترتيبات الحاجة لوجود عناصر حدودية (طرفية) في الجدار القصية
- 118 4-6-4 تصميم الجدران القصية على القص وفق الكود العربي السوري
- 120 1-4-6-4 شروط خاصة بالتسليح العرضي للعناصر الطرفية (الحدودية) وفق الملحق (ز) في الكود الأساس
- 124 5-6-4 شروط خاصة بالتسليح الموزع في الجسد (الملحق (ز) في

الكود الأساس)

- 125 6-6-4 اشتراطات التسليح للجدران القصية وفق ما ورد في الكود العربي السوري الأساس
- 125 1-6-6-4 اشتراطات نسب التسليح الدنيا والقصوى في جسد الجدران القصية
- 127 2-6-6-4 ترتيبات متعلقة بتسليح الجسد في الجدران القصية
- 128 3-6-6-4 شروط نهايات الجدران القصية وفق الكود السوري
- 132 (1-4) مسألة تصميم جدار قصي وفق الكود العربي السوري والملحق (ز)
- 202 (2-4) مسألة تصميم جدار قصي وفق الكود العربي السوري والملحق (ز)
- 211 (3-4) مسألة تصميم جدار قصي وفق الكود العربي السوري والملحق (ز)
- الفصل الخامس : تصميم الجمل الإطارية المقاومة للقوى الزلزالية**
- 217 1-5 مقدمة
- 217 2-5 متطلبات تصميم خاصة بعناصر الجمل الإطارية المقاومة للقوى الزلزالية
- 220 1-2-5 آلية تطور المفصل اللدن
- 221 2-2-5 تصميم الإطارات بحيث تتشكل المفاصل اللدنة في أماكن محددة وذات تطويق للخرسانة
- 222 3-5 مجال استعمال الإطارات الخرسانية المسلحة وفق المنطقة الزلزالية
- 223 4-5 شروط عامة لتصميم الإطارات من الخرسانة المسلحة
- 224 1-4-5 وصل الاسياخ على الانعطاف في الإطارات
- 226 5-5 تصميم الإطارات المحليّة من الخرسانة المسلّحة وفق الكود الأساس والملحق /2/
- 224 1-5-5 تصميم الإطارات العادية المحلية
- 224 1-1-5-5 اشتراطات التسليح الخاصة بالجزان

- 224 2-1-5-5 اشتراطات التسليح الخاصة بالأعمدة
- 227 2-5-5 تصميم الإطارات المتوسطة المحلية المقاومة للعزوم
- 227 1-2-5-5 الاشتراطات البعدية لعناصر الإطار المتوسط المحلي
- 227 2-2-5-5 اشتراطات التسليح للعناصر المعرضة للانعطاف
- 228 3-2-5-5 اشتراطات التسليح للعناصر المعرضة للانعطاف المركب
- 229 3-5-5 تصميم الإطارات الخاصة المحلية المقاومة للعزوم
- 229 1-3-5-5 الاشتراطات البعدية لعناصر الإطار الخاص المحلي
- 230 2-3-5-5 اشتراطات التسليح للعناصر المعرضة للانعطاف
- 231 3-3-5-5 اشتراطات التسليح للعناصر المعرضة للانعطاف المركب
- 239 6-5-5 تصميم الإطارات من الخرسانة المسلحة وفق الملحق (ز) من الكود الأساس (المنبثق عن الكود الأمريكي ACI 318-08)
- 239 1-6-5 تصميم الإطارات العزمية العادية
- 239 2-6-5 تصميم الإطارات العزمية المتوسطة
- 240 1-2-6-5 اشتراطات العناصر المعرضة للانعطاف
- 242 2-2-6-5 اشتراطات العناصر المعرضة للانعطاف المركب
- 242 3-6-5 تصميم الاطارات العزمية الخاصة
- 243 1-3-6-5 اشتراطات العناصر المعرضة للانعطاف
- 245 2-3-6-5 اشتراطات العناصر المعرضة للانعطاف المركب
- 252 7-5-5 اشتراطات عامة لكل من الإطارات العزمية المتوسطة والخاصة المحلية ووفق الملحق (ز) من الكود الأساس (المنبثق من الكود ACI318-08)
- 252 1-7-5 اشتراطات عامة لتسليح العناصر الخاضعة للانعطاف في الإطارات المحلية
- 253 2-7-5 اشتراطات عامة لتسليح العناصر الخاضعة للانعطاف المركب في

الإطارات المحلية

- 255 8-5 تصميم الاطارات العزمية المتوسطة والخاصة على القص
- 258 9-5 تحقيق عقد الإطارات الخاصة المقاومة للعزوم
- 259 1-9-5 تعاريف
- 260 2-9-5 فلسفة التصميم
- 261 3-9-5 ميكانيزم الانهيار
- 263 4-9-5 الإجهادات في العقد
- 265 5-9-5 تدقيق العقد
- 274 10-5 ترتيبات تسليح إضافية للعقد الطرفية في الإطارات
- 275 مسألة (1-5) تصميم إطار محلي خاص مقاوم للعزوم

الفصل السادس أساسيات في دراسة وتصميم الخزانات

- 311 1-6 تعريف
- 311 2-6 تصنيف الخزانات
- 311 1-2-6 تصنيف الخزانات حسب موقع الإنشاء
- 313 2-2-6 تصنيف الخزانات حسب شكل المسقط المعماري
- 314 3-6 العناصر المؤلفة للخزانات
- 316 4-6 أسس تصميم الخزانات
- 317 5-6 أنواع الحمولات التي تخضع لها الخزانات
- 317 6-6 الإجهادات المسموحة في الخرسانة والفولاذ
- 317 1-6-6 الإجهاد المسموح في الخرسانة
- 318 7-6 تصميم المقاطع العرضية في الخزانات
- 318 1-7-6 المقطع يخضع لضغط مركزي
- 319 2-7-6 المقطع يخضع لشد مركزي أو شد لا مركزي (لامركزية صغيرة)

- 319 3-6-7 المقطع يخضع لانعطاف بسيط
- 320 4-6-7 المقطع يخضع لانعطاف مركب
- 321 7-7 سماكة طبقة التغطية في العناصر الإنشائية للخزانات
- 322 8-7 الفواصل في الخزانات
- 322 1-8-7 أنواع الفواصل في الخزانات
- 322 1-1-8-7 فواصل الحركة
- 325 2-1-8-7 فواصل التنفيذ
- 326 9-7 التباعد بين الفواصل
- 327 10-6 دراسة وتصميم الخزانات الدائرية
- 327 1-10-6 تصميم جدران الخزانات الدائرية
- 327 1-1-10-6 خزانات دائرية ذات اتصال منزلق مع الأرضية
- 329 2-1-10-6 خزانات دائرية ذات اتصال متمفصل مع الأرضية
- 330 3-1-10-6 خزانات دائرية ذات اتصال موثوق مع الأرضية
- 331 11-6 حساب الجهود في جدران الخزانات الدائرية (طريقة جمعية الإسمنت البورتلندي) (P-C-A) Portland Cement Assciation
- 344 12-6 تصميم أرضية الخزانات الدائرية
- 348 (1-6) مسألة تصميم خزان دائري
- الفصل السابع تصميم الحوائط الصلبة**
- 373 1-7 تعريف
- 373 2-7 دواعي استعمال الحوائط
- 374 3-7 أشكال الحوائط
- 378 4-7 الاشتراطات البعدية للحصيرة وفق الملحق رقم /5/ للكود العربي السوري

- 379 5-7 اشتراطات اختيار التسليح وفق الملحق رقم 5/ للكود العربي السوري
- 379 6-7 توزيع الإجهادات أسفل الحوائط
- 380 7-7 طرائق تصميم الحوائط الصلبة
- 380 1-7-7 Rigid Method الطريقة الصلبة
- 381 1-1-7-7 شروط التباعد بين الأعمدة والجدران في الحوائط الصلبة
- 382 2-7-7 Approximate Flexible Method الطريقة التقريبية المرنة
- 382 3-7-7 Finite Element Method طريقة العناصر المحدودة
- 382 8-7 مراحل تحليل الحصىرة العامة وعناصرها
- 384 9-7 تصميم الحصىرة بافتراضها ذات بلاطات مفرغة
- 384 10-7 اشتراطات حساب القوى والعزوم الداخلية
- 385 **الملحق رقم 1: مخططات ترابط**
- 393 **الرموز**
- 399 **المراجع**

بسم الله الرحمن الرحيم

مقدمة

تُمثل مقررات الخرسانة المسلّحة الجانب التطبيقيّ لمختلف مقررات الميكانيك الهندسيّ ومقاومة المواد وميكانيك الانشاءات، لما تتضمّنه من جانب نظريّ وعمليّ في حساب أبعاد المقاطع والتسليح اللازم للجمل الانشائيّة بما يحقّق شروط الأمان والديمومة، وفي ذات الوقت تحقيق الجانب الاقتصاديّ.

ومن أجل إعداد كوادر هندسيّة ذات الكفاءة الجيدة، اعتمدت الجامعات السوريّة مجموعة من مقررات للخرسانة المسلّحة تتدرج في هيكلية التأسيس العلميّ والمهنيّ لهذه الكوادر، حيث تبدأ السلسلة بتصميم العناصر على الحمولات الرأسيّة وحتى الوصول لتصميم الجمل الإنشائيّة المقاومة للقوى الأفقيّة، ويُعدّ مقرر الخرسانة المسلّحة 4 الجزء المخصّص لدراسة المنشآت على الحمولات الأفقيّة، إضافة لدراسة أحد محاور الأساسات والخزانات.

وانسجاماً مع الخطة الدراسية المتّبعة في جامعة الفرات، كلية الهندسة المدنيّة في الحسكة، عملت عند إعداد هذا المؤلّف على تغطية مواضيع عدّة اعتماداً على الطريقة الحديّة في تصميم الجمل الإنشائيّة المقاومة للقوى الأفقيّة، ووفقاً للكود العربيّ السوريّ لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلّحة " الطبعة الخامسة المطورة 2022 " والملحق رقم 2/ " الطبعة الثالثة 2020 "، مع بيان ما جاء في الكود الأمريكيّ ACI 318-19، إضافة لتغطية دراسة وتصميم الحوائط الصلبة وفق الملحق رقم 5/ " الطبعة الثالثة 2020 "، وكذلك دراسة وتصميم الخزانات الدائريّة وفق طريقة حدّ الاستثمار.

يتألّف الكتاب من سبعة فصول، تناول الفصل الأول أنواع الأحمال على المنشآت، أما الفصل الثاني فاقصر على شرح أساسيات دراسة المنشآت على الزلازل، وانفرد

الفصل الثالث بالتحليل الانشائي للقوى الزلزالية وفق الطريقة الستاتيكية المكافئة، أما الفصل الرابع فتضمن شرحاً وافياً لتصميم الجمل الإنشائية المقاومة للزلازل المؤلفة من جدران قصية، وانفرد الفصل الخامس بتصميم الجمل الإنشائية المقاومة للزلازل والمؤلفة من إطارات بمختلف أنواعها، وكان تحقيق الاشتراطات في كلا الفصلين الرابع والخامس وفق الكود العربي السوري والملحق (ز) منه المتوافق مع الكود الأمريكي ACI 318-08، مع إدخال تفاصيل إنشائية كما وردت في النسخة الأخيرة للكود الأمريكي ACI 318-19، أما الفصل السادس فجاء بلمحة عن الخزانات وأنواعها وتطرق لدراسة وتصميم الخزانات الدائرية فقط لأن التوسع بهذا النوع من المنشآت كبير جداً وله جانب تصميم سناتيكي وديناميكي ويحتاج لكتاب مستقل، وجاء الفصل السابع أخيراً ليغطي دراسة جزء مهم من الأساسات السطحية، وهي الحوائط الصلبة وفقاً للملحق رقم 5/ " الطبعة الثالثة 2020".

وهنا لا بد من التنويه إلى أن الفصول تضمنت شرحاً وافياً للمبادئ النظرية، وأدرجت الأمثلة العملية مع الرسوم التنفيذية اللازمة، لتصب جميعها في سياق التصميم الأمثل، إضافة إلى إعداد المنحنيات والجدول والعلاقات، لتكون عوناً لأبنائنا الطلبة وللمهملاء المهندسين في مجال تصميم العناصر الإنشائية بالخرسانة المسلحة. وحرصاً منا على تحسين المرجع العلمي بما يخدم مسيرة التطور العلمي، نأمل من زملائنا المهندسين، وممن سيطلع على الكتاب إبداء اقتراحاتهم وملاحظاتهم لدراساتها وإدراجها في الطبقات اللاحقة.

2023/3/26

مؤلفة الكتاب

الدكتورة المهندسة سفانة أحمد ماجد حموية

مدرس في كلية الهندسة المدنية في الحسكة

الفصل الأول

الأحمال على المنشآت

1-1 مقدمة:

إنَّ الهدف الأساسي للعناصر الإنشائية في للمنشآت هو أن تتحمّل الحمولات والقوى المطبقة عليها وأن تقوم بنقلها من خلال العناصر الإنشائية للمنشأة إلى التربة، لذا فإن الدراسة الإنشائية تتطلب معرفة جميع الحمولات والقوى المحتمل تطبيقها على المنشأ وشكل تطبيقها وفترات حدوثها وتكرارها، وذلك خلال العمر الافتراضي للمنشأ.

2-1 أنواع الأحمال:

تصنف الأحمال وفق الملحق رقم 1/ للكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة إلى أربعة أنواع رئيسية: أحمال دائمة (ثابتة)، أحمال إضافية (حمولات إضافية حية أو متحركة)، أحمال مناخية، وأحمال زلزالية.

1-2-1 الأحمال الدائمة:

تعرف وفق الكود بأنها القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية الأرضية كالأثقال سواء الأثقال الذاتية للمنشأة، أو للعناصر الثابتة فوق المنشأة بما فيها الأوزان المركزة عليها بصورة دائمة، مثل القواطع والجدران والبلاط والمونة والزريقة وتجهيزات المياه والتدفئة والتربة، وتدعى الأحمال الميتة (Dead Loads) ويرمز لها وفق الكود بـ DL أو بـ G.

وتقدر الأحمال الدائمة حسب أحجامها وأوزانها الحجمية، وقد يكون الوزن الحجمي الواجب اعتباره هو الوزن الأقل، كما يحدث عادة مع الجدران الاستنادية التي يكون الوزن الذاتي عاملاً مساعداً عند تحقيق الجدار الاستنادي على الانزلاق أو على الانقلاب.

إنَّ معرفة الأوزان لمواد الأكساء اللازمة يتم بسهولة على العكس من ذلك بما يخص الوزن الذاتي للعناصر لعدم معرفة أبعاد العناصر الإنشائية من بلاطات وجيزان وأعمدة.

لذا لابد في البداية من فرض هذه الأوزان وذلك عن طريق تحديد أبعاد أولية ومن ثم إجراء التصميم والحساب وعند الانتهاء يجب التأكد من أنَّ الأوزان المفروضة لا تزيد بنسبة أكبر من 10% من الأوزان الفعلية، وإلاَّ يفصل إعادة الحساب بالأوزان المصححة.

يسمح الكود في حال عدم القيام بالحساب الدقيق لأحمال التغطية في الأرضيات بافتراضها مساوية إلى 200 kg/m^2 عند عدم وجود تمديدات مطمورة تحت البلاط، بينما يجب ألا تقل عن 300 kg/m^2 في حال وجود تمديدات صحيّة أو أنابيب تدفئة تحت البلاط، أما الأوزان الذاتية لطبقات التغطية للسطح النهائي فتحسب على الأقل على 300 kg/m^2 .

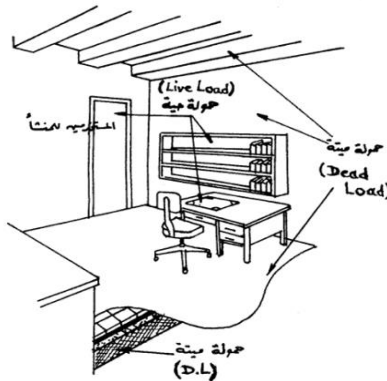
1-2-2-1 الأحمال الإضافية:

تُعرف الأحمال الإضافية بأنّها الأحمال غير الدائمة، أو تلك التي يمكن أن تكون غير دائمة والمطبقة على المنشأة أو الناتجة عن الاستثمار، وتدعى بالأحمال الحية (Live Loads) ويرمز لها بـ LL وأحياناً بـ P.

وهي تقسم إلى نوعين: الأحمال الإضافية الستاتيكية والإضافية الديناميكية.

1-2-2-1 الأحمال الإضافية الستاتيكية:

تشمل الأوزان الستاتيكية التي يمكن أن تُنقل من مكانها من وقت إلى آخر كأثاث المنازل والأجهزة والآلات الستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزّنة بالإضافة إلى أوزان الأشخاص مستخدمي المنشأة، على أن يُدخل في الحساب الأثر الديناميكي في حال وجوده كما في صالات الرقص، يكون المهندس المسؤول عن المشروع هو من يعيّن هذه الأحمال الإضافية غير الديناميكية في الأبنية العادية كأبنية السكن والمدارس والأبنية التجارية، ويمكن الاستعانة بالجدول (1-1) المتّوه عنه بالكود الأساس والملحق رقم 1/ لتقدير الحمولات الإضافية.



الشكل (1-1) أنواع الحمولات الستاتيكية

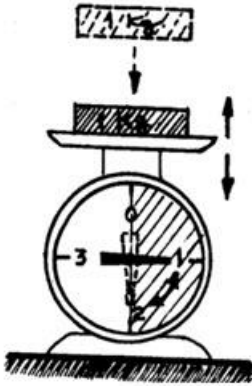
الجدول 1-1: الأحمال الإضافية غير الديناميكية المميزة الموزعة بانتظام وفق الكود

شدة الحمل		الغرض من استخدام البناء		
kN/m ²	kg/m ²			
1	100	أفقية أو مائلة حتى 10 درجة	غير مستعملة	السطوح
0,5	50	مائلة أكثر من 10 درجات		
مثل الطابق المتكرر ولا تقل عن 2	مثل الطابق المتكرر ولا تقل عن 200	مستعملة (يمكن الوصول إليها)		
4	400	أبنية خاصة		الشرفات
5	500	أبنية عامة		
2	200	غرف		الابنية السكنية
3	300	ممرات خارجية وأدراج		
2,5	250	غرف		الفنادق
5	500	ممرات خارجية وأدراج		
3	300	غرف صفوف وإدارة		المدارس
5	500	ممرات وأدراج		
2,5	250	غرف نوم		المشافي
4	400	ممرات خارجية وأدراج		
تحسب ولا تقل عن 3	تحسب ولا تقل عن 300	غرف العمليات		
3	300	أبنية عامة	غرف	مكاتب
2	200	أبنية خاصة		
تحسب ولا تقل عن 5	تحسب ولا تقل عن 500	أصايبير		
تحسب ولا تقل عن 4	تحسب ولا تقل عن 400	غرف حاسوب		
3	300	غرف مطالعة دون تخزين كتب		مكتبات
5	500	غرف مطالعة مع تخزين كتب		
5	500	مقاعد ثابتة		الصالات، القاعات والمدرجات
6	600	مقاعد متحركة		
		رقص وجنباز *		
		غرف إسقاط		
		مدرجات رياضية *		
		منصة مسرح *		
تحسب ولا تقل عن 5	تحسب ولا تقل عن 500	متاحف وقاعات فن وعرض		المخازن،
5	500	مخازن سلع (عرض وبيع)		

شدة الحمل		الغرض من استخدام البناء	
kN/m ²	kg/m ²		
2,4 لكل متر ارتفاع ولا تقل عن 7	240 لكل متر ارتفاع ولا تقل عن 700	مخازن كتب	مستودعات
تحتسب ولا تقل عن 4 لكل متر ارتفاع	تحتسب ولا تقل عن 400 لكل متر ارتفاع	مخازن ورق وقرطاسية للمطابع	
5 لكل متر ارتفاع ولا تقل عن 15	500 لكل متر ارتفاع ولا تقل عن 1500	برادات خزن	
10-5 وحتسب المواد والآلات	1000-500 وحتسب المواد والآلات	مستودعات مصانع ومباني مشابهة	
5	500	دور عبادة	أماكن تجمع عامة
		أبهاء عامة، فساتح	
		مسارح، سينما	
تحتسب ولا تقل عن 6	تحتسب ولا تقل عن 600	ورش تصليح	الورشات ومرائب السيارات
6	600	مواقف وممرات سيارات ومنحدرات لسيارات أقل من وزن 2500 kg	
تحتسب ولا تقل عن 6	تحتسب ولا تقل عن 600	مواقف وممرات سيارات ومنحدرات لسيارات بوزن أكثر من 2500 kg	
2	200	مرافق صحية	استعمالات مختلفة
تحتسب ولا تقل عن 3	تحتسب ولا تقل عن 300	مطابخ عامة، مختبرات	
تحتسب ولا تقل عن 3	تحتسب ولا تقل عن 300	مصايغ، غرف غسيل	
7,5	750	غرف سخانات ومضخات ومرجل	
4	400	ستوديو	
تحتسب ولا تقل عن 20	تحتسب ولا تقل عن 2000	مطابع	

*: تصعد قيم أحمال المدرجات الرياضية، وصالات الرقص، ومنصات المسارح بعامل ديناميكي لا يقل عن 1,1، كما ويحسب للمرائب، ولا يقل عن 1,3. وفي حال المرائب العائدة إلى تجمعات مراقبة يسمح بتخفيض قيم الأحمال الموزعة إلى ثلثي القيم الواردة في الجدول أعلاه، بشرط عدم إمكانية وقوف سيارات ذات وزن أكبر من 3 ton. عند حساب القوى الناظمية على الأعمدة والجدران والأساسات يسمح بتخفيض الحمولات الحية (الحمولات الإضافية)، وذلك عندما يزيد عدد الطوابق عن خمسة طوابق فقط.

1-2-2-2-1 الأحمال الإضافية الديناميكية:



تمثل الأحمال التي تنشأ في المبنى قوى أخرى تضاف إلى قيم القوى الأساسية والتي تنتج عن التركيز الديناميكي والارتجاج الحاصلين على المنشأ من حركة الأحمال الديناميكية، كحمولة السيارات والقطارات والرافع والآلات المهتزة، وتدخل هذه الأحمال بالحسبان بتصعيد الحمولة الأصلية بعامل خاص مرتبط بقيمة تردد الحمل الديناميكي الشكل (1-2) زيادة الوزن بسبب التأثير الديناميكي بقيمة تردد المنشأ، كما يرتبط بنسبة الأحمال الديناميكية إلى الأحمال الثابتة، ويمكن توضيح تأثير الحمولة الديناميكية كما في الشكل (1-2)، يُذكر من الأحمال الديناميكية الآتي:

1- حمولات الآلات الترددية الثقيلة:

يجب ألا يقل عامل تصعيد أوزانها عن 30%، كما يمكن أن يُذكر في هذا المجال المصاعد والرافع، وهنا يجب ألا تقل الأحمال الديناميكية المكافئة عن 200% من إجمالي الأوزان المتحركة للمصاعد والرافع، ويفضل أن تؤخذ قيمتها الفعلية من نشرة الشركة الصانعة.

2- حمولات الرافعات المتحركة:

كما في الصالات الصناعية وهي تسبب قوى أفقية طولية وأخرى أفقية عرضية لا تقل عن 20% من قيمة الأحمال الرأسية الستاتيكية، وتسبب قوى أفقية في اتجاه حركة الرافعة تنتج عن اصطدام الرافعة بالمصدات الطرفية وبمخففات صدمات الرافعة، بالإضافة إلى ذلك يجب تصعيد الحمولات الشاقولية عند عجلات الرافعة بنسبة تتراوح بين 10% إلى 35%.

3- الأحمال الأفقية للأعمدة والحواجز في مرائب السيارات:

يجب تصميم الأعمدة والحواجز في مرائب السيارات لتتحمل قوة أفقية تتعلق بكتلة السيارة المتوقع تواجدها في المرآب:

- 1- تقدّر هذه القوة الأفقيّة بحوالي 15 طن مطبّقة على ارتفاع قدره 1,5m فوق سطح الأرض، ذلك عندما لا يزيد وزن السيّارة عن 1500kg ولا تزيد سرعتها عن 15km/h.
- 2- في المرائب المخصصة لسيّارات ذات أوزان أكبر من ذلك تُحسب القوة الأفقيّة وفق

$$F = \frac{0,5 \cdot m \cdot v^2}{\delta_c} \quad \text{:(الملحق رقم /1/ ص 27):}$$

حيث:

F: القوة الأفقيّة مقدّرة بـ kN متعامدة مع العمود وموزّعة على مسافة 1,5m فوق سطح الأرض.

m: كتلة السيّارة مقدّرة بـ kg.

v: سرعة السيّارة مقدّرة بـ meter/Sec.

δ_c : مقدار انتقال السيّارة مقدّراً بـ mm ويمكن افتراضه مساوياً لـ 100mm.

- 3- تُطبّق القوة F بشكل مركز في منسوب المصدم الأمامي للسيّارة، وفي الحالة التي لا يتجاوز فيها وزن السيّارة 2500kg يمكن افتراض أنّ هذه القوة F مطبّقة عند منسوب قدره +37,5cm فوق منسوب الأرضيّة.

1-3-2-1 الأحمال المناخيّة:

تنشأ عن تغيّرات المناخ بمختلف أنواعه وتشمل كلاً من أحمال الثلج والأحمال الحراريّة وأحمال الرياح، كما تشمل أحمال الانكماش والانتفاخ للخرسانة ضمن الأحمال الحراريّة (تقلص الخرسانة الناتج عن ارتفاع درجة الحرارة للخرسانة بسبب تبخّر الماء أو انتفاخه لوجوده بوسط مائي).

1-3-2-1 أحمال الثلج:

يُعتمد تقدير أحمال الثلج في المناطق المختلفة على الأمور الآتية:

- الوزن الحجمي للثلج.
- متوسط السماكة التقديريّة فوق السطح (فوق البلاطة المحسوبة).
- مقدار ميل أو انحدار السطح المدروس.

وقد بيّنت التجارب أن الوزن الحجمي للثلج يتعلّق بنوعيّة تكاثف الثلج ويتراوح عادة بين الرقمين (1- 4kN/m³) ويمكن في حال عدم توفر معلومات دقيقة افتراضه

$2,5 \text{ kN/m}^3$ ، أي ما يعادل 250 kg/m^3 ، وإذا تمَّ التوقُّع بتشكُّل جليد ناتج عن تجمُّع الثلوج بسماكة لا تقلَّ عن 50 cm ، فعندها يساوي الوزن الحجمي للجليد $10 \text{ kN/m}^3 (1 \text{ t/m}^3)$ ، ويمكن اعتماد القيم بالجدول (2-1) لتقدير حمولات الثلج على الأسطح الأفقيَّة أو على الأسطح التي لا يتجاوز ميلها عن 25 درجة عن الأفق وحتَّى ارتفاع قدره 2500 m فوق سطح البحر.

الجدول (2-1) أحمال الثلج وفق الارتفاع عن سطح البحر

أحمال الثلج	علو المنشأ عن سطح البحر وتقاس h بالمتر
0	$h \leq 250$
$(h/1000) - 0,25$	$250 < h < 500$
$(h/400) - 1$	$500 \leq h < 1500$
$(h/250) - 3,25$	$1500 \leq h \leq 2500$
تضرب الأحمال بـ 100 في حال الرغبة بتحويلها إلى kgf/m^2	

أما عندما يكون السطح ذا ميل بزاوية α تزيد عن 25 درجة عن الأفق فيمكن تخفيض الأحمال السابقة وفق الجدول (3-1) الآتي:

الجدول (3-1) عامل تخفيض أحمال الثلج وفق ميل السطح

قيمة زاوية الانحدار α مقاسة بالدرجات	معامل التخفيض $(75 - \alpha)/50$
25	1
30	0,9
35	0,8
40	0,7
45	0,6

2-3-2-1 حمولة الرياح:

تُقيَّم أحمال الرياح انطلاقاً من فرضيَّة أساسية وهي: أنَّ الطاقة الحركية للرياح والناجمة عن سرعتها تتحول إلى ضغط حركيِّ مكافئ بمجرد اصطدام الرياح بحاجز ثابت لا نهائيِّ وذلك وفق الصيغة الآتية:

$$W_d (\text{kN/m}^2) = \frac{V^2}{1630}$$

W_d : تُمثّل ضغط الرياح الحركي الديناميكي المكافئ لهبة رياح ناتجة عن سرعتها مقدّرة بـ kN/m^2 .

V : تُمثّل سرعة الرياح التصميمية وتُقدّر بالمتّر في الثانية.

يمكن دراسة تأثير الرياح على الأبنية والمنشآت باستعمال إحدى الطريقتين:

❖ الطريقة الأولى (ذُكرت في الكود الأساس):

حيث تؤخذ السرعة المميّزة لهبة الرياح V_K من سجلات دوائر الأرصاد الجوية في المنطقة المدروسة، وتُستعمل هذه القيم في حساب سرعة الرياح التصميمية V ولكل اتجاه كما يلي:

1- تؤخذ $V=V_K$ لتصميم المنشآت أو عناصر الواجهات التي يقلّ كل من بعدي واجهتها المدروسة عن 10m أو ما يساويه.

2- تؤخذ $V=V_K/1,35$ لتصميم المنشآت التي يزيد أحد بعدي واجهتها المدروسة عن 10m ويقلّ عن 20m.

3- تؤخذ $V=V_K/1,45$ لتصميم المنشآت التي يزيد أحد بعدي واجهتها المدروسة عن 20m أو يساويه.

تعرف V_K بأنها سرعة هبة الرياح التي لا يمكن تجاوزها أكثر من مرة واحدة خلال خمسين عاماً متتالية.

أما إذا قلت الفترة المسجلة لسرعات هبّات الرياح القصوى السنوية لمنطقة ما عن خمسين سنة متتالية، فيمكن عندئذٍ تحديد سرعة الرياح المميّزة المعتمدة في التصميم باستعمال العلاقات الرياضية المناسبة، وتؤخذ من سجلات دوائر الأرصاد الجوية وبحيث لا تقل عما هو وارد في الجدول الملحق (ج) ص 334 من الكود الأساس.

فمثلاً تعطى سرعة هبة الرياح لبعض المناطق في سورية كالآتي:

دمشق 48 m/Sec

حلب 40 m/Sec

حمص 50 m/Sec

صلفة	.58 m/Sec
الحسكة ودير الزور	.42 m/Sec
الرقعة	.35 m/Sec

في حال عدم توفر معطيات إحصائية دقيقة عن سرعات الهبات القصوى في المنطقة المدروسة يمكن على نحو افتراضي تقسيم المناطق تبعاً لسرعات هبات الرياح المميّزة المعتمدة في التصميم والموضحة في الجدول (4-1) الآتي وأخذ قيم الضغط الحركي المكافئ لهبة الرياح W_d والواردة بنفس الجدول.

الجدول (4-1) تقسيم المناطق تبعاً لسرعات هبات الرياح المميّزة المعتمدة في التصميم

$W_d(kN/m^2)$	سرعة هبة الرياح V_K		الدرجة	المنطقة
	m/Sec	km/h		
1,48	48,6	175	قوية جداً	الأولى
1,08	41,6	150	قوية	الثانية
0,75	34,7	125	معتدلة	الثالثة
0,48	27,8	100	ضعيفة	الرابعة

الحساب الستاتيكي للمنشآت على الرياح:

تُحسب حمولة الرياح على واجهة المنشآت العادية قليلة الارتفاع بافتراضها ضغطاً ساكناً منتظماً أفقياً موزعاً على كامل عرض الواجهة المعرضة للرياح، وذلك وفق العلاقة

$$W_e \text{ (kN/m}^2\text{)} = \alpha_0 \cdot K_h \cdot K_s \cdot W_d \quad \text{الآتية:}$$

على أن يتحقق الشرط $\frac{H}{D} \leq 4$ حيث H ارتفاع البناء و D عرض واجهة البناء المعامد لاتجاه الرياح.

W_e : ضغط الرياح الستاتيكي المكافئ لهبة رياح (حمولة ساكنة).

α_0 : معامل السطح وتتعلق بخشونة السطوح وعددها وتؤخذ من الجدول (5-1) والمذكور في ص 86 من الكود الأساس.

الجدول (5-1) قيم المعامل α_0

α_0	عدد أضلاع المسقط n	شكل المسقط
1,30	$3 \leq n \leq 4$	مثلث أو مستطيل
1,05	$n=5$	مخمس
$1,05-0,02 \cdot n$	$5 < n \leq 20$	مضلع منتظم
0,65	$n > 20$	مضلع أو دائرة

K_h : تُمثّل معامل ارتفاع المنشأ بالنسبة لسطح الأرض ويحسب من العلاقة الآتية:

$$K_h = 2,5 \cdot \left(1 - \frac{42}{h + 60} \right)$$

على أن تؤخذ $K_h=1$ بالنسبة للجزء الذي يقل ارتفاعه عن 10m عن مستوى سطح الأرض.

k_s : تُمثّل معامل الموقع بالنسبة لحماية المنشأ من فعل الرياح أو من تعرضه لها وتؤخذ كالاتي:

المنشأ يقع عند شواطئ البحار، رؤوس تلال، جزر $k_s=1,3$.

الموقع الاعتياديّ متوسط التعرض للرياح (سهول) $k_s= 1$.

الموقع محميّ من العواصف سواء بالتلال أو بالعناصر الثابتة $k_s=0,8$.

W_d : تُمثّل ضغط الرياح الحركي المكافئ لهبة رياح ويحسب اعتماداً على سرعة الرياح التصميمية.

❖ الطريقة الثانية (ملحق الكود رقم 1):

يعتمد وفق ملحق الكود في تحديد ضغط الرياح على سرعة الهبات المحسوبة لثلاث ثوان عند ارتفاع 10m عن سطح الأرض والتي يحتمل أن يتم تجاوزها بالمتوسط مرّة واحدة فقط كلّ خمسين عاماً، أي أنّ نسبة احتمال تجاوزها في كلّ عام هي 2%، وتُحدّد حمولة الرياح اعتماداً على فرضية أنّ الطاقة الحركية للرياح والناجمة عن سرعتها سوف تتحوّل إلى ضغط ستاتيكيّ مكافئ في حال اصطدام الرياح بمنشأ ما. وعليه فإنّ الضغط المكافئ الافتراضيّ يرتبط بشكل رئيس بسرعة الرياح وبالإضافة إلى ذلك بعدة أمور نذكر منها:

- تأثير موقع المنشأ فتكون الرياح، وبالتالي الضغط الناتج عنها أكبر إذا كانت المنشآت واقعة بالقرب من شواطئ البحار أو على أعالي الهضاب والجبال، بينما يكون الضغط صغيراً إذا كانت المنشآت محمية بمبانٍ أخرى، أو كانت في الوديان.
- كما تتأثر قيمة الضغط بالارتفاع عن سطح الأرض، حيث يزداد كلما ازداد ارتفاع المنشأ.
- تتعلّق بخشونة سطح الأرض حول المنشأ، كوجود عوائق مثل الأشجار والمباني، وتتأثر بالموقع حيث يمكن أن تتعرض المنشآت بالأرياف إلى ضغط أكبر من تلك الواقعة في مراكز المدن.
- شكل المنشآت ونوعية الاكساء.
- عادة يمكن إهمال حمولة الرياح في المنشآت قليلة الارتفاع التي لا يتجاوز ارتفاعها عن 10m والمبنية من الحجر الحمال أو من جدران خرسانية، ما عدا الأسوار وجدران الصالات الكبيرة.
- كما يمكن افتراض الضغط بأنه ستاتيكي (غير ديناميكي) وذلك على المنشآت التي لا يزيد ارتفاعها عن أربعة أضعاف عرض الواجهة المعرضة للرياح.
- وقد يكون لحمولة الرياح الأثر الأكبر كما في المستودعات ذات الطابق الواحد وخاصة في المنشآت المعدنية الخفيفة فقد تعمل على رفع السطح بالكامل.
- أما في المنشآت الحساسة كالأبنية العالية جداً والجسور المعلقة فإنها تتعرض إلى تأثيرات ديناميكية كبيرة، لا يمكن عندها اعتبار أن الضغط الناتج عن الرياح هو ضغط ثابت، بل يجب إجراء دراسة ديناميكية دقيقة لتحديد القوى الناتجة عن الرياح.

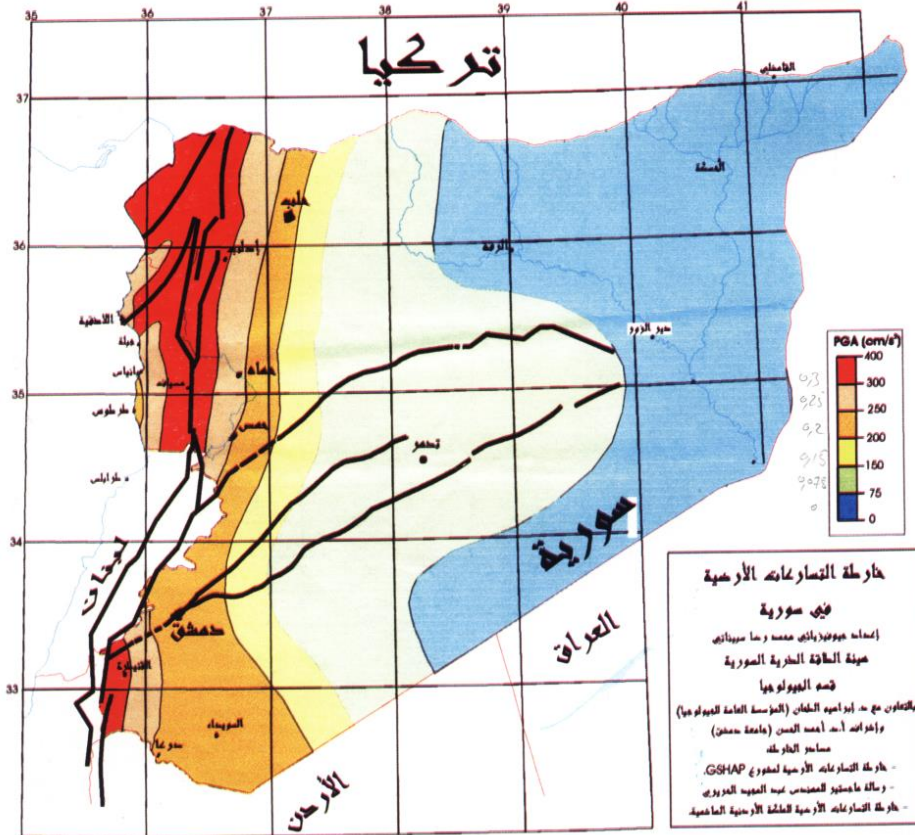
4-2-1 أحمال الزلازل:

تُصنّف المناطق في كلِّ بلدٍ حسب الأنظمة المتّبعة وتُرسَم خريطة زلزالية كما في الشكل (3-1) توضّح المناطق حسب الشدّة الزلزاليّة وذلك لحقبة زمنية مقدارها 1000 عام، يتم التصنيف عادة وفق تسارع الأرض في المنطقة أثناء الهزّة منسوباً على الجاذبيّة الأرضيّة، وتُدعى هذه النسبة بالعامل (Z)، عامل الشدّة الزلزاليّة وقيمه موضّحة في الجدول (6-1).

تحتسب القوة الأفقية الناتجة عن الزلازل ارتباطاً مع وزن المبنى (W) وأهمية المبنى، حيث أنّ هناك منشآت هامة جداً تسبب أضراراً هائلة في حال إصابتها بأضرار، على سبيل المثال المفاعلات النووية وحاويات الغازات السامة والمواد الكيميائية فيؤخذ لها عامل أمان كبير يصل 2,5، بالإضافة إلى ذلك هناك منشآت قيادة للطوارئ في أثناء وقوع الكوارث، مثل مراكز الشرطة ومباني الإدارة والمطافئ والمستشفيات فتعطى عامل أمان إضافياً، يدعى عامل أهمية المنطقة (I) وسيرد ذكره لاحقاً في الفصل الثاني من هذا الكتاب.

الجدول (6-1) معامل الشدة الزلزالية Z

المنطقة	1	2A	2B	2C	3	4
Z	0,075	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4



الشكل (1-3) الخارطة الزلزالية للجمهورية العربية السورية المستعملة في الطريقة الستاتيكية المكافئة

1-2-5 حمولات أخرى مختلفة:**1-5-2-1 حمولة التنفيذ والنقل:**

في بعض الحالات كما في العناصر مسبقة الصنع وعناصر مسبقة الإجهاد فإن تحميل العناصر لنقلها من مكان الصنع إلى مكان التنفيذ يسبب إجهادات مختلفة عن تلك التي يتعرّض إليها بعد تركيبه، لذا يجب دراسة هذه الحالات، بالإضافة إلى ذلك قد تحدث في أثناء التنفيذ تركيز للحمولات في بعض المناطق، وتطبق على بعض العناصر حمولات أكبر من تلك الحمولات بعد انتهاء التنفيذ، ويحدث ذلك بالبلاتين (تراسات) حيث يتم نقل الإحضارات بواسطة الرافعة من الأسفل وتُجمّع فوق البلكون ومن ثم تُنقل وتوزع إلى الغرف.

فمثلاً يسبب تجميع متر مكعب من الرمل فوق البلكون حمولة أكبر من تلك الحاصلة والمطبقة بعد انتهاء تنفيذ المشروع، حيث أن وزن المتر المكعب يصل إلى 1800kg بينما تكون الحمولة بما فيها وزن البلاط والحمولات الإضافية أقل من ذلك، لذا ينصح بالاهتمام الإضافي بتسليح البلاكين، وخاصة تلك التي على شكل أظفار.

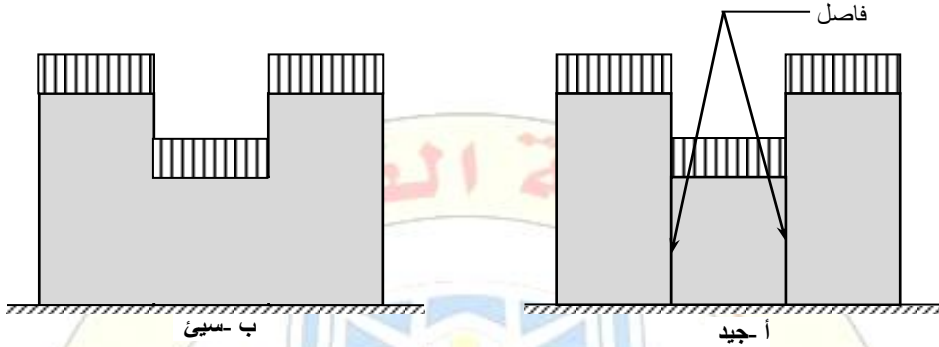
1-5-2-2 هبوط المساند وهبوط الأساسات:

ومن المعروف بأن الحمولات تنتقل بنهاية الأمر إلى تربة التأسيس، وقد تتعرّض مناطق من التربة إلى إجهادات أكبر من المناطق الأخرى، أو أن التربة في بعض المواقع ضعيفة مما قد يسبب هبوطاً أو دورانات في الأساسات يجب أخذها بالحسبان، وخاصة في الترب الرخوة أو الغضارية.

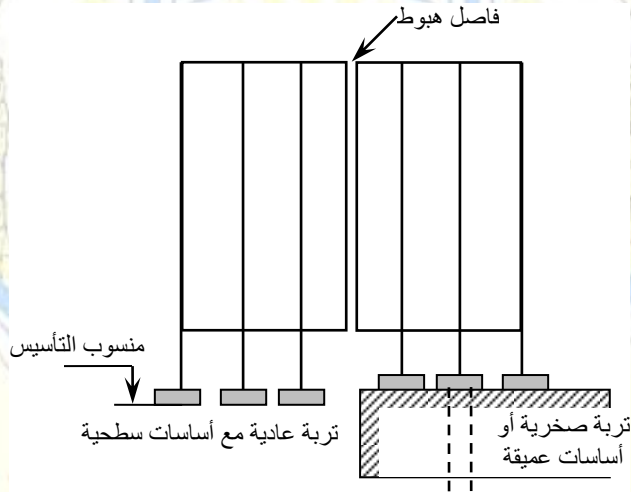
وتحدث الخطورة الأكبر عندما تهبط بعض الأساسات بشكل أكبر من الأساسات الأخرى (يدعى الهبوط التفاضلي) فإن ذلك يؤدي إلى تولد إجهادات عالية في بعض العناصر الإنشائية، وقد يؤدي أحياناً إلى هبوط جزء أو كامل المبنى.

لذا ينصح في حال أن المنشأ مؤلف من كتلتين ذاتي اختلاف كبير بالارتفاع كما في الشكل (1-4) أن يُنفذ فاصل هبوط بين الجزأين، وهو يختلف قليلاً عن فاصل التمدد. حيث أن فاصل الهبوط يستمر حتى ضمن الأساسات، أي تُنفذ أساسات كل جزء منفصلة عن الجزء الآخر، أما فاصل التمدد فلا ضرورة أن يستمر ضمن الأساس. وقد

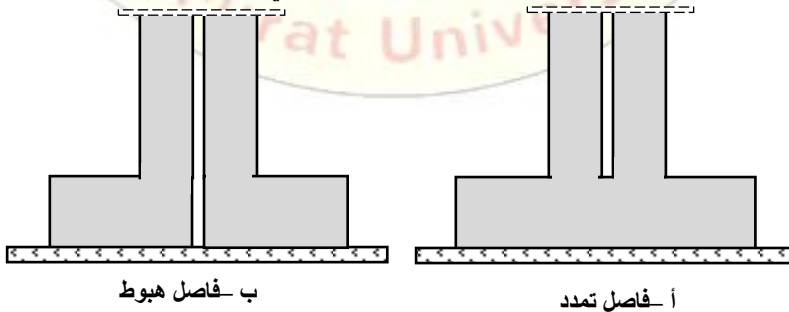
يُنْفَذُ فاصل هبوط ولو كانت الكتل متساوية الارتفاعات ومقاربة الأوزان ولكنها تستند على ترب مختلفة المقاومة كما في الشكل (5-1)، فيُنْفَذُ فاصل هبوط في مكان اختلاف نوعيّة التربة.



الشكل (4-1) فصل المنشأ في حال اختلاف كبير بارتفاع أجزاء المنشأ



الشكل (5-1) وضع فاصل هبوط بسبب اختلاف كبير في قدرة تحمل تربة التأسيس



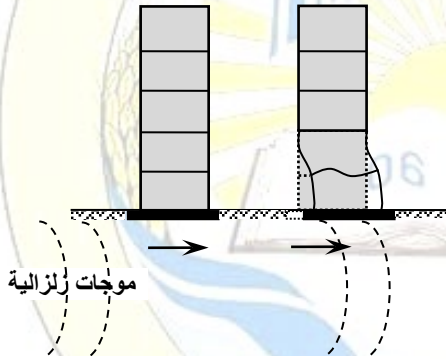
الشكل (6-1) فاصل الهبوط وفاصل التمدد

الفصل الثاني

أساسيات دراسة المنشآت على الزلازل

1-2 مقدمة:

تتولد الهزّات الأرضية عن عدّة أسباب عموماً، إمّا عن براكين أو تفجيرات نووية في باطن الأرض، أو من حركة مفاجئة للصفائح التكتونية في القشرة الأرضية، تُسبّب تشكّل خطوط تصدع، تولّد بدورها طاقة حركية تنتشر من منبعها في باطن الأرض على هيئة موجات فراغية، تصل إلى تربة التأسيس مولدة حركة اهتزازية عشوائية في حبيباتها، ثم تنتقل هذه الحركة إلى الأساسات، ومن ثمّ إلى عناصر الهيكل الإنشائي المختلفة، وتتجلّى الآلية التي يتلقى فيها المنشأ الحركة الاهتزازية بقيام عناصره بحركات تتوافق



الشكل (1-2) انتقال الموجة الزلزالية إلى منشأ

وحركة الأساسات، إلا أنّ كبر عطالة المنشأ ككلّ يلعب دوراً هاماً في ممانعة وإخماد هذه الحركة، ومن خلال هذه الممانعة تتولّد في العناصر الإنشائية قوى وإجهادات داخلية، تتوزّع وفق ميكانيزم مقاومة المنشأ لموجة التشوّه، وهذا الميكانيزم يرتبط بمواصفات المنشأ الديناميكية التي تشمل دوره الأساسي

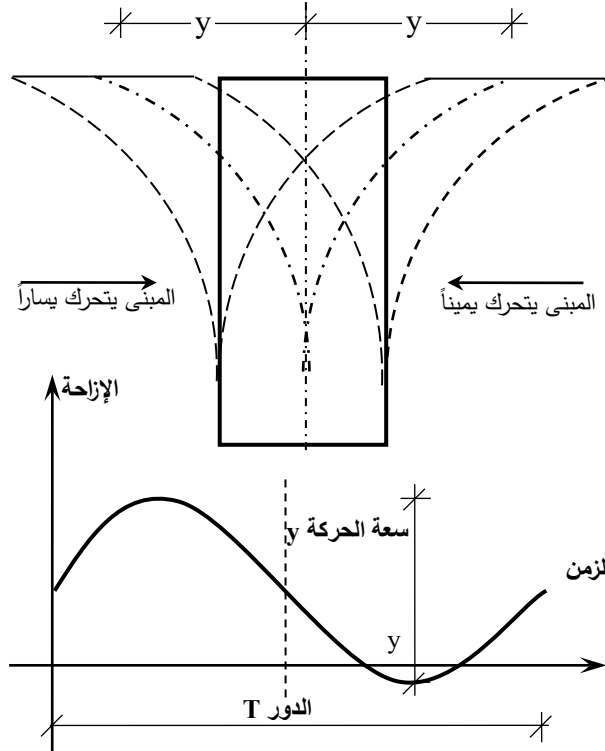
(Natural Period)، صلابته (Stiffness)، تخامده (Damping)، وسلوكه اللاخطي (nonlinear Behaviour)، يوضّح الشكل (1-2) كيفية تأثر منشأة خضعت لهزة أرضية حيث ينتقل الزلزال عبر التربة على شكل موجات.

يُلاحظ من هذا الشرح المبسّط أنّ تحديد القوى المتولّدة في منشأ ما عند تعرّضه لزلزال هو أمر صعب، لتعدّد المتحولات من ناحية وتعدّد المجاهيل من ناحية أخرى، لذلك اختلفت الطرائق المتبعة لحساب هذه القوى، فبعضها اعتمد على الطرائق الستاتيكية المبسطة وآخر اعتمد على الطرائق الديناميكية الأكثر تعقيداً، منها يدخل ضمن السلوك اللامرّن للمنشأ، ومنها يدرس إمكانية التفاعل الديناميكي للتربة مع المنشأ، والجدير بالذكر

أن نتائج التحليل المستخلصة من مختلف الطرائق قد تتمايز بنتائج مختلفة تماماً، نظراً لطبيعة الفرضيات المستعملة في كلٍ منها، ويبقى للمهندس الدور الأكبر في اختيار الطريقة الملائمة للمنشأ المدروس حسب مواصفات المنشأ وأهميته، ووفق الدقة المطلوبة في التحليل الإنشائي له.

2-2 تعاريف عامة:

- الدور الطبيعي أو الأساسي: هو الفاصل الزمني الذي يحتاجه المنشأ ليؤدي دورة كاملة خلال اهتزازه، ويقدر بالثانية Sec وتتراوح قيم الدور الطبيعي للمنشآت بشكل عام بين (0,1-6 Sec) ويوضح الشكل (2-2) شرحاً مبسطاً لمفهوم الدور.



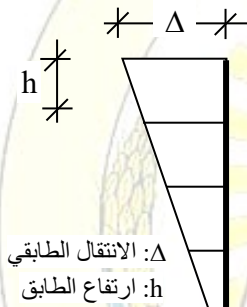
الشكل (2-2) مفهوم الدور الطبيعي لمنشأ

- شكل الاهتزاز: هو الخطّ البياني الذي يبين شكل اهتزاز المنشأ في الاتجاه المدروس.
- المطاوعة أو الممطولية: هي قابلية العنصر الإنشائي للتشوه اللامرن بعد الوصول للحدّ المرن لمادته من دون حصول نقص خطير في المقاومة وقبل الانهيار.

- **المقاومة:** هي قدرة العنصر لمقاومة الأحمال المصغدة (المضروبة بعوامل تصعيد) المطبقة عليه، أو يمكن تعريفها بمقدار الطاقة التي يمكن لمادة العنصر امتصاصها قبل الانهيار ويرتبط بمفهوم كلٍّ من الممتولية والصلابة.
- **صلابة عنصر:** هي قيمة القوة الواجب تطبيقها على العنصر لحصول انتقال يساوي إلى واحدة الطول.

- **الطابق:** هو المجال بين منسوبي سقفيين متتاليين من منشأة، والطابق X هو الطابق الواقع تحت المنسوب X مباشرة.

- **قاعدة المنشأ:** هي المستوي الذي تركز عليه المنشأة بوصفها جسماً قابلاً للاهتزاز الديناميكي، أو هي ذلك المنسوب الذي تنتقل عنده الهزات الأرضية إلى المنشأة.



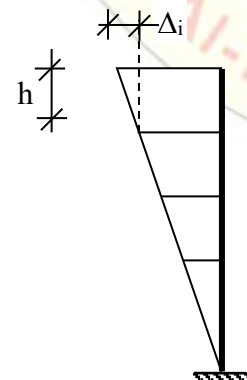
الشكل (3-2) الانتقال الطابق

- **قوة القص القاعدي:** هي قوة القص المتولدة عند قاعدة المنشأ من تأثير الفعل الزلزالي.

- **القوة الأفقية (الجانبية) الستاتيكية المكافئة:** هي قوة ستاتيكية مكافئة للفعل الديناميكي للمنشأ في أثناء حدوث الزلزال.

- **الانتقال الطابق:** يُمثل انتقال الطابق عند المنسوب X بالنسبة إلى قاعدة المبنى، كما في الشكل (3-2).

- **الإزاحة الطابقية:** هي الفرق بين الانتقال الجانبي عند منسوب معين والانتقال الجانبي أسفل هذا المنسوب، أي قيمة الانتقال الجانبي بين أرضية وسقف طابق معين، كما في الشكل (4-2).



الشكل (4-2) الإزاحة الطابقية

- **الإزاحة الطابقية النسبية:** هي قيمة الإزاحة الطابقية مقسومة على الارتفاع الطابق $\frac{\Delta_i}{h}$.

- **الديافرام أو الحاجب:** هي جملة أفقية (بلاطات) تُعدّ صلبة ضمن مستويها، بحيث تكون قادرة على نقل القوى الأفقية إلى العناصر المقاومة للقوى الرأسية من دون

تعرّضها لتشوّهات كبيرة.

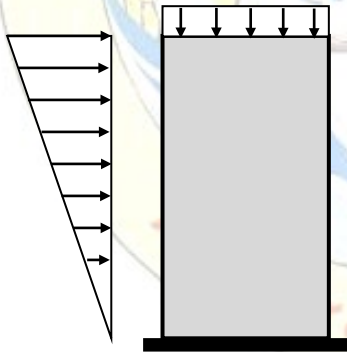
- الطابق الضعيف: هو الطابق الذي تقلّ مقاومته عن 80% من مقاومة الطابق الذي فوقه.
- الطابق اللين: هو الطابق الذي تقلّ قساوته الجانبية عن 70% من قساوة الطابق الذي فوقه مباشرة، أو عن 80% من متوسط قساوة الطوابق الثلاثة الواقعة فوقه. كما يمكن أن يعتبر الطابق ليناً إذا كان 70% من الإزاحة النسبية في هذا الطابق تزيد عن الإزاحة النسبية في الطابق الذي يعلوه، أو عندما 80% من الإزاحة النسبية في هذا الطابق تزيد عن متوسط الإزاحات النسبية للطوابق الثلاث التي تعلوه.

3-2 تصنيف المنشآت المقاومة للقوى الأفقية الناتجة عن الزلزال:

تصنّف المنشآت وفقاً لنوع الجملة الإنشائية المعتمدة لمقاومة القوى الأفقية الناتجة عن الهزّات الأرضية إلى أربعة أنواع:

1-3-2 منشآت الجدران الحاملة:

تتألف الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية من جدران حاملة حجرية أو جدران خرسانية مسلّحة، كما هو موضّح الشكل (5-2) وتُدعى بالجدران القصية، في هذا النوع من المنشآت تُحمّل الجدران الحاملة جزءاً من الأحمال الشاقولية (الرأسيّة) وكامل الأحمال الأفقية الناتجة عن الأفعال الزلزالية أو ضغط الرياح.



الشكل (5-2) جدران حاملة تقاوم

أحمال أفقية وشاقولية

والجدير بالذكر أنّ تسمية هذه الجدران بالقصية يوحي بأنّ سلوكها هو سلوك قصي، أو أنّها تقاوم فقط الإجهادات المماسية الناتجة عن القصّ التي يتعرّض لها المنشأ، وهذا طبعاً غير صحيح لأنّ سلوك هذه الجدران هو كسلوك أيّ عنصر إنشائيّ

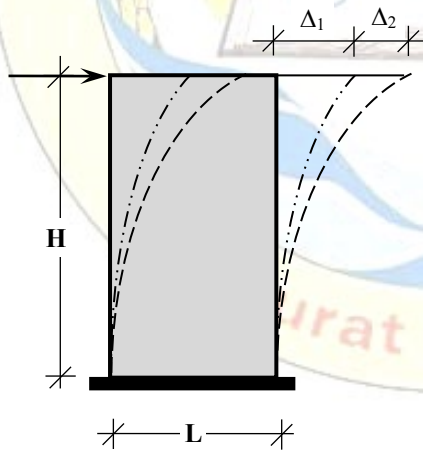
في هيكل المنشأ يختلف وفق أبعاده الهندسيّة ووفق الأحمال المطبّعة عليه، وغالباً ما يسيطر سلوك الانعطاف عليها، فتعمل كظفر شاقوليّ مقرّر إنشائياً يخضع لقوى محورية ناتجة عن الأحمال الشاقولية وإلى عزوم انعطاف وقوى قصّ ناتجة عن الأحمال الأفقية، ولهذا أصبحت معظم المراجع تستعمل تسمية جدران إنشائية بدلاً من جدران قصية.

وهنا لا بدّ لنا من التمييز بين الجدران القصية من الخرسانة المسلحة والجدران القصية الحجرية، حيث أنّ الدراسات الإنشائية في سورية تبتعد عن استعمال الأخيرة في الجمل الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية، وبالرغم من إصدار الكود العربي السوري للخرسانة المسلحة في التسعينات من القرن الماضي اشتراطات لإدخال أثر الزلازل على الدراسات لتصميم المنشآت، إلا أنّ الأخيرة أهملت مقاومة الجدران المبنية من الحجر الطبيعي للقوى الأفقية لعدم إمكانية حساب قيم صلابتها، وإدخالها ضمن صلابه الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية الناجمة عن الزلازل، وهذا يعود لأسباب عدة، منها عدم توفر المعلومات الكافية عن الخصائص الميكانيكية للحجر الطبيعي بشكل عام، والجدران الحجرية المبنية من الحجر الطبيعي بشكل خاص (كمعامل المرونة الطولاني ومعامل المرونة العرضاني) اللذين يدخلان بشكل أساسي في حساب صلابتها، وكذلك فإنّ سلوكها تحت تأثير القوى الأفقية وقدرة تحملها لمثل هذه القوى غير واضح تماماً.

أدت الأسباب السابقة إلى اعتماد المهندسين الدارسين لمثل هذا النوع من المنشآت بشكل كامل على الجدران القصية من الخرسانة المسلحة لمقاومة هذه الأحمال، وإهمال الجدران المبنية من الأحجار الطبيعية حال وجودها، وهذا يؤثر بشكل واضح على صلابه المبنى الفعلية وبالتالي على دور الاهتزاز، إضافة للتوزيع الفعلي للقوى الأفقية على الجملة الإنشائية المؤلفة للمبنى.

يمكن التمييز بين نوعين من الجدران القصية من حيث الأبعاد:

جدران قصية طويلة: تكون التشوهات الناتجة من تأثير عزم الانعطاف والمؤثرة على الجدران هي الغالبة.



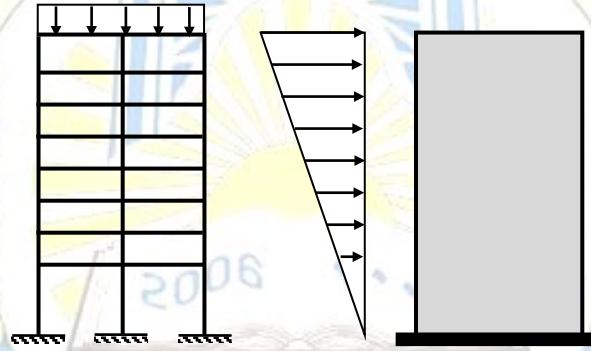
Δ_1 : التشوه الناتج عن الانعطاف Δ_2 : تشوه ناتج عن القص
 L : طول الجدار القصي H : ارتفاع الجدار القصي
 الشكل (6-2) التشوهات في الجدار القصي

جدران قصية قصيرة: وهنا تؤخذ بالحسبان كلّ من التشوهات الناتجة عن عزوم الانعطاف والتشوهات الناتجة عن القوى القصية، كما هو موضح بالشكل (6-2).

2-3-2 المنشآت الميكانيكية:

تتألف هذه المنشآت بصورة أساسية من بلاطات وأعمدة وجيزان، وقد تدرس الأعمدة والجزان كعنصر إنشائي واحد لتشكل إطارات يتم الاعتماد عليها لتحمل الأحمال الشاقولية، أما القوى الأفقية الناجمة عن الزلازل فتتم مقاومتها باستعمال جدران قصية من الخرسانة المسلحة، يبين الشكل (7-2) هذا النوع من المنشآت.

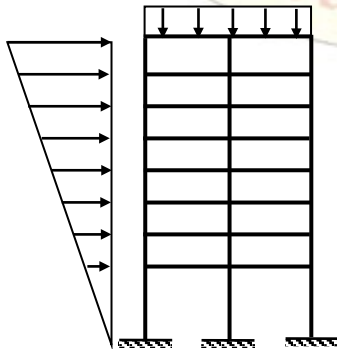
ويجب التنويه إلى أن المنشأ الهيكلي الأساسي من الأعمدة والجزان أو الإطارات بالرغم من عدم مشاركته في مقاومة القوى الأفقية، إلا أن ارتباطه بالجدران القصية يجعله يقاوم القوى الناتجة عن تشوهات الجدران القصية في أثناء الهزة الأرضية، بالإضافة إلى تحمله للقوى الشاقولية.



الشكل (7-2) المنشآت الهيكلية

3-3-2 منشآت الإطارات أو الهياكل المقاومة للعزوم:

تتألف الجملة الإنشائية بشكل كامل من جملة إطارات مستوية أو فراغية، الشكل (8-2)، تُؤمن مقاومة كافية على الحمولات الشاقولية إضافة للقوى الأفقية من خلال جيزان وأعمدة الإطارات، ويعتمد تصريف الإطارات المقاومة للعزوم على نوع العناصر



الشكل (8-2) جملة إنشائية مؤلفة من إطارات

الإنشائية ووصلاتها ونوع المواد المكونة لها، وميَّز الكود بين الإطارات المقاومة للعزوم حسب درجة مطاوعتها ومتطلبات التصميم نذكر منها:

• الإطار العادي المقاوم للعزوم OMRF

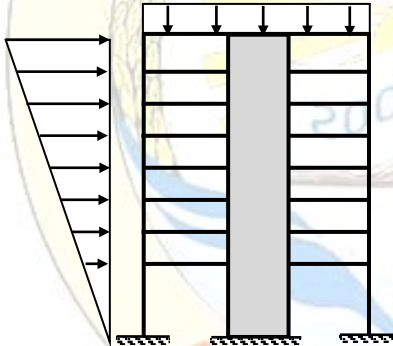
(Ordinary Moment Resisting Frame):

وهو إطار مقاوم للعزوم لكنه لا يحقق

الاشتراطات والتوصيات الخاصة بمتطلبات سلوك الممتولية (المطاوعة)، يُسمح باستعماله في المناطق الزلزالية المصنفة ب 1.

• **الاطار المتوسّط المقاوم للعزوم (IMRF (Intermediate Moment Resisting Frame):** إطار مقاوم للعزوم، مفصّل بشكل خاص لتأمين سلوك الممتولية بدرجة تتوسّط ما بين الإطار العاديّ والإطار الخاصّ المقاوم للعزوم، وفيه تُصمّم العناصر لمقاومة قوى قصّ تُحسب من المقاومات الاسمية للعناصر عند العقد، لا يسمح باستعماله في المنطقة الزلزالية 4 ولا المنطقة 3 إذا زاد ارتفاع المبنى عن 73 m.

• **الإطار الخاصّ المقاوم للعزوم (SMRF (Special Moment Resisting Frame):** وهو إطار مقاوم للعزوم يُسمح باستعماله حتى في المناطق الزلزالية الأكبر من 3، يُفصّل تسليحه بشكل خاصّ لتأمين سلوك المطاوعة (الممتولية)، ويختلف عن الإطار العاديّ المقاوم للعزوم بأنّ قطاعاته مصمّمة لمقاومة قوى قصّ حسابية تُحدّد من طاقات العزوم عند العقد بعد تصعيدها بمعامل تصعيد 1,25 وهو ناتج عن



الشكل (9-2) جملة إنشائية مختلطة

المقاومة الإضافية للمادة في مرحلة ما بعد الخضوع وما قبل الانهيار، والمقصود هنا: عند تعرّض الإطار لقوى أفقية تتشكّل مفاصل لدنة وتدخل مواده في المرحلة اللدنة وتكون مقاطعه معرضة لعزوم أكبر من القيم التصميمية، وبالتالي تُصبح قوى القص الفعلية أيضاً أكبر من التصميمية، ولأنّ

الخرسانة قسيمة في تحملها لحزم الضغط الناتجة عن القصّ يجب في هذه الحالة حساب القوى الأفقية الناتجة عن العزوم أعلى وأسفل العمود المرتبط بالعقدة ثمّ تصعيدها بالمعامل 1,25 حتى يُؤخذ الأمان المناسب عند التصميم.

4-3-2 المنشآت المزدوجة أو المختلطة:

تتألف من جملة مختلطة من إطارات مستوية أو فراغية وجدران قسيمة معاً، كما هو مبين بالشكل (9-2)، وجميعها تقاوم الحمولات الشاقولية بالإضافة للحمولات الناجمة عن القوى الأفقية، ويشترط أن تتحمّل الإطارات ما لا يقل عن 25% من قوة القصّ

القاعدية الناتجة عن القوى الأفقية الزلزالية، وتوزع بحسب الصلابة النسبية لكل من الإطارات والجدران القصية ضمن الجملة الإنشائية، ويُعدّ هذا النوع من الجمل الإنشائية فعّالاً من الناحية الإنشائية لمقاومة القوى الأفقية.

4-2 المراحل الأساسية لدراسة المنشآت على الزلازل:

تبدأ دراسة أي منشأ على القوى الزلزالية من مرحلة التصميم المعماري، ومن ثمّ الدراسة الجيوتكنيكية لتربة التأسيس، لتأتي بعد ذلك مرحلة الدراسة الإنشائية واختيار مواد البناء اللازمة، وأخيراً تأتي مرحلة التنفيذ ولا تُعدّ الأخيرة هي نهاية المطاف، بل لابد من إجراء عمليات صيانة للعناصر الإنشائية وغير الإنشائية وعدم إجراء تغييرات في المعالم الإنشائية في أثناء الاستثمار حتى لا يفقد جزءاً من مقاومته على تحمّل القوى الأفقية الزلزالية، وبالتالي يمكن تقسيم مراحل دراسة وتصميم أي منشأ لثلاث مراحل:

1-4-2 المرحلة الأولى (مرحلة التصميم المعماري):

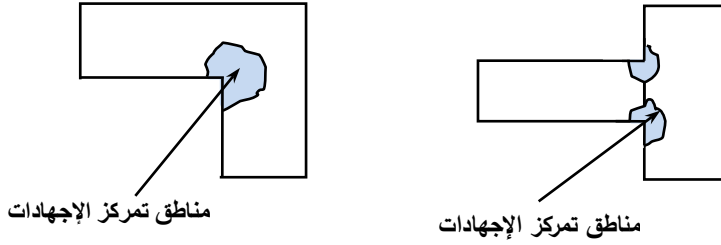
يُحدّد شكل هيكل المنشأ المدروس فيها وأماكن التراجعات في الطوابق الأخيرة، وتثبيت مواقع القواطع وأشكال الواجهات ومكان كلّ من بيت الدرج والمصعد، وينعكس كل ما سبق على المواقع التي سيختارها المهندس الإنشائي للعناصر الإنشائية الحاملة للقوى الشاقولية والجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية.

لابدّ من التطرّق للتكوين المعماري المرغوب إنشائياً، وذلك لتأمين الكفاءة الإنشائية المطلوبة في المباني في أثناء التصميم، بغية تحسين مقاومة هذه المنشآت وإكسابها احتياط أمان أفضل عند تعرضها للقوى الزلزالية، كما نصّ عليه الملحق 2/ من الكود الأساس.

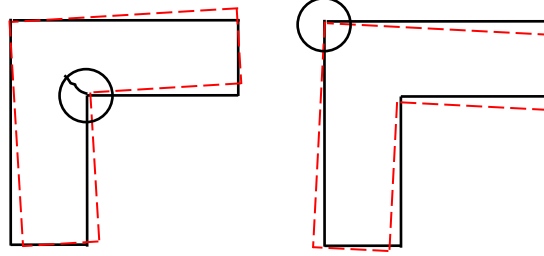
1- التكوين المعماري والفواصل بين الكتل في المسقط الأفقي:

يجب أن تكون كتلة البناء الخالية من الفواصل، منتظمة قدر الإمكان (مربعة أو مستطيلة) لمنع تمركز الإجهادات، كما في الشكل (2-10).

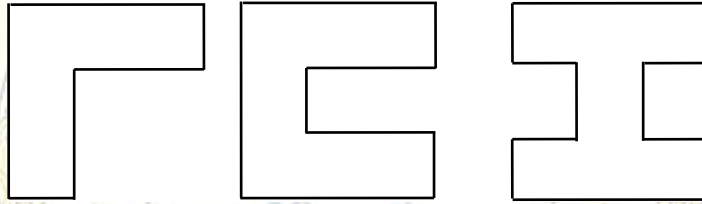
أما عند استعمال كتل بناء بشكل T أو بشكل L أو U أو H، أو ما شابه كما في الشكل (2-11)، فيجب تأمين فواصل زلزالية بحيث يقسم البناء الواحد بين هذه الفواصل إلى عدّة كتل مستطيلة الشكل، كما هو مبين بالشكل (2-12).



الشكل (10-2) مناطق تمرکز الاجهادات



الشكل (11-2) أشكال غير مرغوبة لمساقط البناء

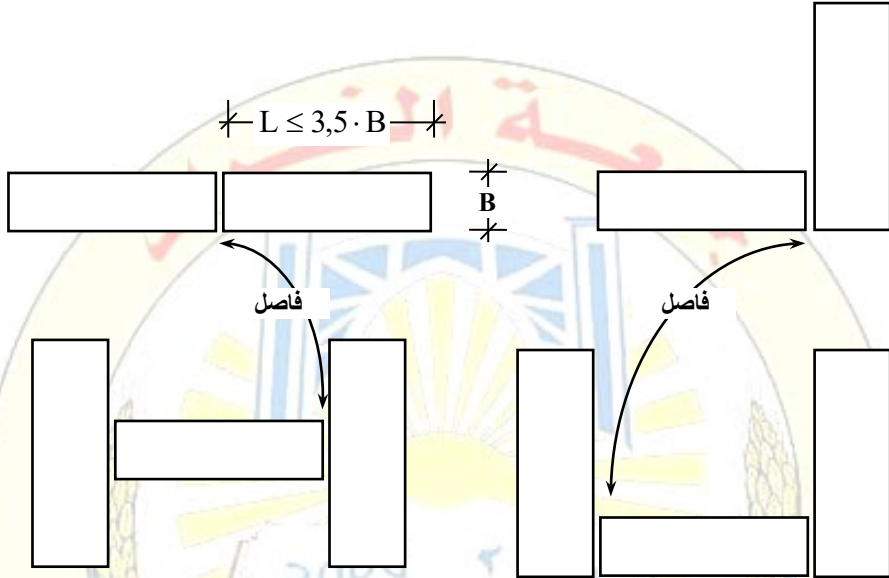


وعند الضرورة يمكن قبول أشكال غير منتظمة جزئياً لكثلة البناء بحيث لا يزيد مقدار التراجع عن ربع البعد الكلي لنفس الاتجاه كما هو مبين بالشكل (13-2)، وإلا يجب إضافة فاصل زلزالي أو دراسة الكتلة بالطريقة الديناميكية.

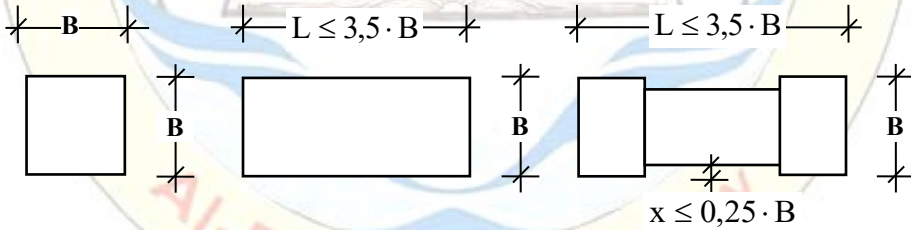
كما يجب ألا يتجاوز طول كتلة البناء المنفردة 3,5 مرة عرضها، وعند تجاوز ذلك يجب فصل الكتلة إلى أجزاء عدة، تحقق هذا الشرط وبفواصل زلزالية (تمدد أو هبوط حسب الحال)، حتى لا يتعرض المبنى لإجهادات داخلية نتيجة وجود تفاوت كبير في خصائص الصلابة في الكتل المؤلفة للمبنى في اتجاهي المحاور الرئيسية، مع عدم السماح بالفواصل المتعرجة، كما يجب أن يكون الفاصل بشكل مستقيم، كما هو مبين بالشكل (14-2) مع مراعاة المسافات الأفقية بين الفواصل والمحددة وفق الكود السوري الأساس كما يلي:

- 45m في المناطق عالية الرطوبة (القريبة من البحر).
- 40m في المناطق الرطبة (التي هطولها المطري السنوي أكثر من 600mm).

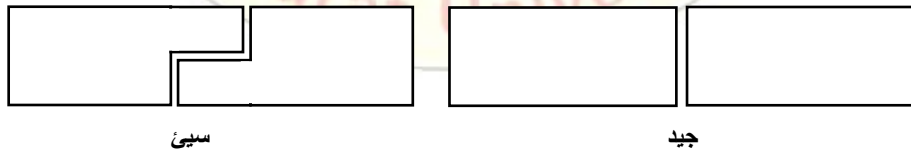
- 35m في المناطق متوسطة الرطوبة (التي هطولها السنوي بين 200 و600mm).
 - 30m في المناطق الجافة (التي هطولها السنوي أقل من 200mm).
- وعند الضرورة يسمح الكود بزيادة هذه المسافة بما لا يتعدى الثلث شريطة حساب المبنى على التأثيرات الحرارية وفق الكودات المعتمدة في التصميم.



الشكل (12-2) تقسيم مساقط البناء الأفقية غير المرغوبة إلى مساقط أخرى مقبولة



الشكل (13-2) أشكال مقبولة لمساقط بناء منتظمة، وغير منتظمة جزئياً

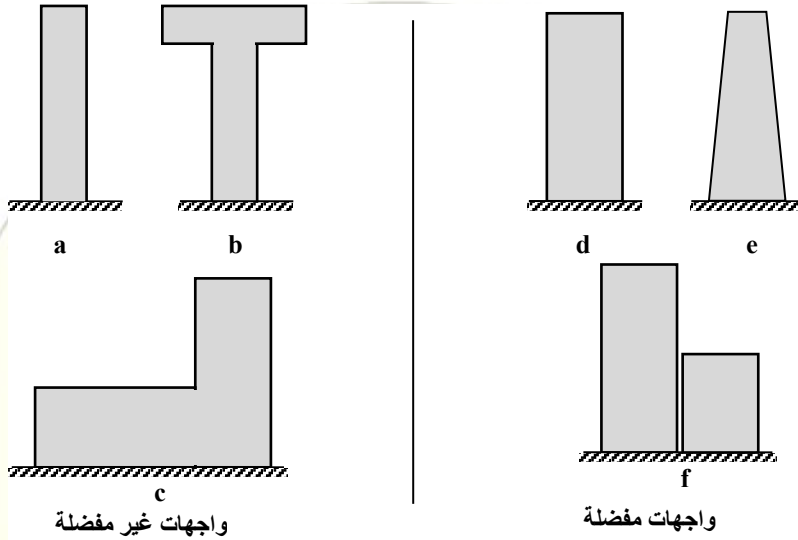


الشكل (14-2) شكل الفاصل بين الكتل

2- التكوين المعماري والفواصل بين الكتل في الواجهة الرأسية:

تُعدّ الواجهة الرأسية مستطيلة الشكل واجهة مناسبة للكتلة الخالية من الفواصل كما هو موضح بالشكل (a-15-2) والشكل (d-15-2)، كما يجب تجنّب الواجهات الرأسية التي

يزيد فيها بعد الكتلة الأفقيّ بالأعلى على بعدها الأفقيّ بالأسفل سواء كانت الزيادة من جهة واحدة أو من الجهتين كما في الشكل (2-15-b)، كذلك لا ينصح بقبول واجهات يقل فيه العرض بالأعلى كثيراً عن العرض بالأسفل (حالة وجود تراجع كبير بنسبة تزيد عن 25% من العرض الكليّ للكتلة الواحدة) كما في الشكل (2-15-c)، وتبيّن الأشكال (2-15-d, e, f) حالة لواجهات رأسيّة مفضّلة من ناحية التصميم الزلزاليّ.



الشكل (2-15) واجهات رأسيّة للمباني

ملاحظة: إنّ تعبير مفضّل أو غير مفضّل لا يعني عدم إمكانية دراسة هذه المنشآت إنما يعني أن دراستها إنشائياً على القوى الأفقيّة قد يحتاج لتحليل ديناميكيّ.

عند استعمال واجهات رأسيّة متغيرة الارتفاع، يلزم تنفيذ فواصل هبوط تفصل الكتل المختلفة عن بعضها، كما في الشكل (1-4)، ويمكن عند الضرورة القصوى التغاضي عن فاصل الهبوط في حال اختلاف ارتفاع الكتل وفق الشروط الآتية:

- تربة التأسيس عاديّة وألّا يقلّ ارتفاع الكتلة المنخفضة عن $2/3$ من ارتفاع الكتلة المرتفعة المجاورة .
- تربة التأسيس صخرية وألّا يقلّ ارتفاع الكتلة المنخفضة عن $1/2$ من ارتفاع الكتلة المرتفعة المجاورة .
- أما في حال كانت الأساسات المستعملة عبارة عن أوتاد فيمكن عندئذٍ إلغاء الفاصل إذا وافق مختصّ التربة على ذلك.

عند تأسيس كتلة البناء على تربتين مختلفتين، أي أنّ قدرة تحمّل إحداهما تزيد على ضعفي قدرة تحمّل الأخرى، أو عند استعمال أساسات عميقة مع أساسات سطحية ضمن الكتلة ذاتها فيلزم حينها وضع فاصل هبوط (أي يستمر ضمن الأساسات أيضاً) بمنطقة تغيّر التربة أو تغيّر الأساسات، بحيث تصبح كل كتلة من الكتل خالية من الفواصل ومستتدة على تربة متجانسة تقريباً ولها أساسات متجانسة، كما في الشكل (1-5).

2-4-2 المرحلة الثانية (مرحلة التحليل الإنشائي):

تحدّد فيها قيم الأحمال الشاقوليّة وأحمال القوى الأفقيّة الناتجة عن الهزّات الأرضيّة مما يستدعي اختيار الجملة الإنشائيّة المناسبة لمقاومتها، ويتمّ فيما بعد توزيع هذه القوى على عناصر الهيكل المقاومة للقوى الأفقيّة الزلزاليّة. تُعدّ القيم المحسوبة قيماً تقديريّة تُحدث تشوّهات في الهيكل مماثلة لما يحدثه الزلزال المفترض، وإذا استطاع المهندس تحديد قيم هذه التشوّهات سيكون من السهل عليه تحديد قيم القوى المسبّبة لها، ومن الجدير ذكره اختلاف قيم التشوّهات من منشأ لآخر كما ذكرنا بسبب اختلاف المواصفات الديناميكيّة لكلّ منها، واختلاف سلوك التربة والأساسات التي يرتكز عليها، بالإضافة لاختلاف مواصفات الزلزال الذي سيصيب هذا البناء، ليتّم فيما بعد إجراء التحليل الإنشائيّ لكافة العناصر الإنشائيّة على الحملات الشاقوليّة والأفقيّة للحصول على قيم الجهود التي تخضع لها جميع العناصر المدروسة.

3-4-2 المرحلة الثالثة (مرحلة التصميم الإنشائي):

يحدّد المهندس في هذه المرحلة أبعاد المقاطع النهائيّة للعناصر الإنشائيّة، وقيم التسليح اللازمة لها، ليتبع ذلك تحضير المخططات الإنشائيّة ورسم تفاصيل التسليح لجميع العناصر، ويجدر بالمهندس الاهتمام بمناطق الاتصال بين العناصر مثلاً اتّصال الجيزان بالأعمدة، كذلك عقد اتّصال جيزان الإطارات بأعمدتها، وذلك لتأمين التطويق المناسب لها مما يرفع من كفاءتها ويمنح الهيكل الخرسانيّ السلوك المرن عند تعرضه لقوى زلزاليّة.

الفصل الثالث

التحليل الستاتيكي للمنشآت المعرضة لقوى زلزالية

1-3 مقدمة:

كما وجدَ في الفصل الثاني أنه في المرحلة الأولى لتصميم المنشأ يتفق المهندس الإنشائي مع المهندس المعماري على الشكل النهائي للمنشأ وعلى مواقع العناصر الإنشائية المكونة له، لتأتي بعد ذلك مرحلة التحليل الإنشائي، وهنا يتابع المهندس الإنشائي ما بدأه من عمل بحساب الأحمال الشاقولية للبناء وتقييم الأحمال الأفقية، بهدف التحليل الإنشائي للهيكل وتحديد قيم الجهود في المقاطع الحرجة للعناصر الإنشائية المعرضة لأحمال شاقولية، أو المعرضة لأحمال أفقية، لتأتي فيما بعد المرحلة الثالثة وهي مرحلة التصميم للمقاطع.

يُعرض في هذا الفصل الطريقة الستاتيكية المكافئة لحساب القوى الأفقية الناتجة عن الأحمال الزلزالية، ومن ثم توزيعها على الجملة المقاومة لها، إضافة لحساب الجهود الناتجة عنها في المقاطع الحرجة، وأخيراً تصميم المقاطع وتحقيق اشتراطات الكود العربي السوري والملحق (ز) منه، إضافة للملحق /2/، ملحق "تصميم وتحقيق المباني والمنشآت المقاومة للزلازل" بما يخص كلٍ من الجدران القصية والإطارات.

2-3 طرائق حساب القوى الزلزالية:

ميزت كلٍ من الكود الاساس والملحق /2/ بين ثلاث طرائق لحساب القوى الزلزالية:

- 1- الطريقة الستاتيكية المكافئة.
- 2- الطريقة الستاتيكية المطورة.
- 3- الطريقة الديناميكية.

ويعتمد مجال وحدود استعمال كل طريقة على انتظام الجملة الإنشائية في المسقط

الأفقي أو المقطع الشاقولي للمنشأ، ويمكن توضيح ذلك من خلال شرح العوامل الآتية:

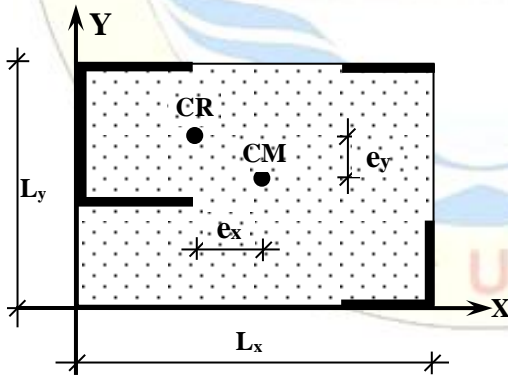
1-2-3 تطابق مركز كتلة المبنى مع مركز صلابته (قساوته):

لابدّ بدايةً من تعريف كلِّ من مركز ثقل الكتلة، ومركز صلابتها لتوضيح الجانب الإيجابي من فكرة التطابق بينهما وتأثيره على الدراسة الإنشائية.

- **مركز الكتلة (Center of Mass (CM):** هو إحداثيات نقطة ضمن مسقط المنشأ تؤثر فيها محصلة الأوزان الرأسية لجميع العناصر، ويمكن أن تحسب عند كلِّ مستوي أفقيّ (طابق).

- **مركز الصلابة أو الجساءة (Center of Rigidity (CR):** ويمثّل إحداثيات نقطة تقع ضمن مسقط المنشأ تؤثر فيها محصلة الصلابات للجملة الإنشائية المقاومة للزلازل، بحيث إذا طبقت فيها قوة أفقية فإنها لا تسبب أيّ دوران في المستوي الأفقيّ حول المحور الرئيسيّ للمنشأ، بل تسبب حركة أفقية فقط.

وبالنتيجة يؤدي انطباق مركز القساوة لطابق مع مركز الكتلة إلى تقليل أثر القوة الزلزالية المطبقة على العناصر الإنشائية المقاومة للأحمال الجانبية إلى حدودها الدنيا، وذلك بإلغاء أثر ظاهرة الفتل (اللي)، وكلما ابتعد المركزان أحدهما عن الآخر يزداد تأثير هذه القوى بسبب الفتل، وقد تصل الزيادة إلى أضعاف قيمتها، وهذا يفسّر لماذا تتطلب الاشتراطات الهندسية دائماً اختيار المنشآت المتناظرة في المسقط قدر الإمكان.



يبين الشكل (1-3) نموذجاً لعدم

تطابق مركز الثقل ومركز الصلابة

لمنشأ، كما يبين الشكل (2-3) أثر

وجود اللامركزية على منشأ ما، ففي

الحالة (a) كانت اللامركزية بالاتجاه

الموازي للمحور X فقط، فسببت دوران

للمنشأ حول المحور Y تحت تأثير قوة

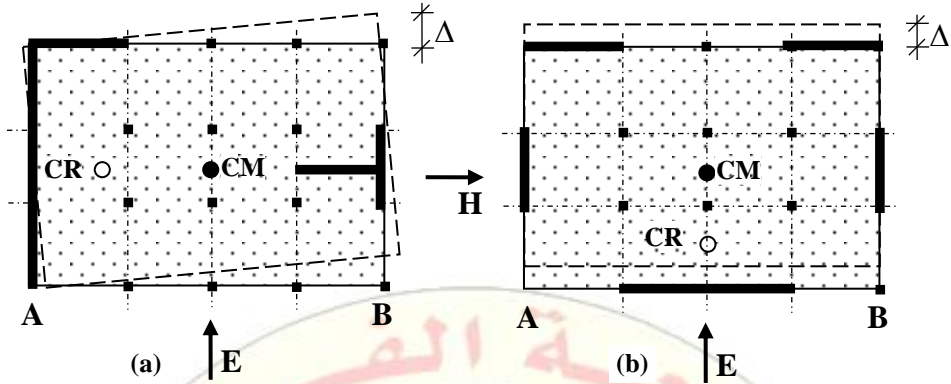
القصّ القاعدي الموازية لاتجاه المحور

الشكل (1-3) عدم تطابق مركز الكتلة ومركز الصلابة لمنشأ

Y، بينما في الحالة (b) لا يوجد لامركزية بالاتجاه الموازي للمحور X مما حول تأثير قوة

القصّ القاعدي على المنشأ باتجاه المحور Y لتسبب فقط انتقالاً أفقياً باتجاهه (حالة

انسحاب للمنشأ من دون حصول دوران).



الشكل (2-3) أثر وجود اللامركزية على منشأ

- يعدّ التناظر الإنشائي محققاً، إذا تأكد المهندس الإنشائي بأن المسافة الأفقية ما بين مركز ثقل الأحمال الرأسية ومركز قساوة المنشأ في مقطع أفقي يمرّ من كافة الفتحات، لا تتجاوز 0,05 من بعد الكتلة في كل اتجاه أي:

$$e_x = 0,05 \cdot L_x \quad (1-3)$$

$$e_y = 0,05 \cdot L_y \quad (2-3)$$

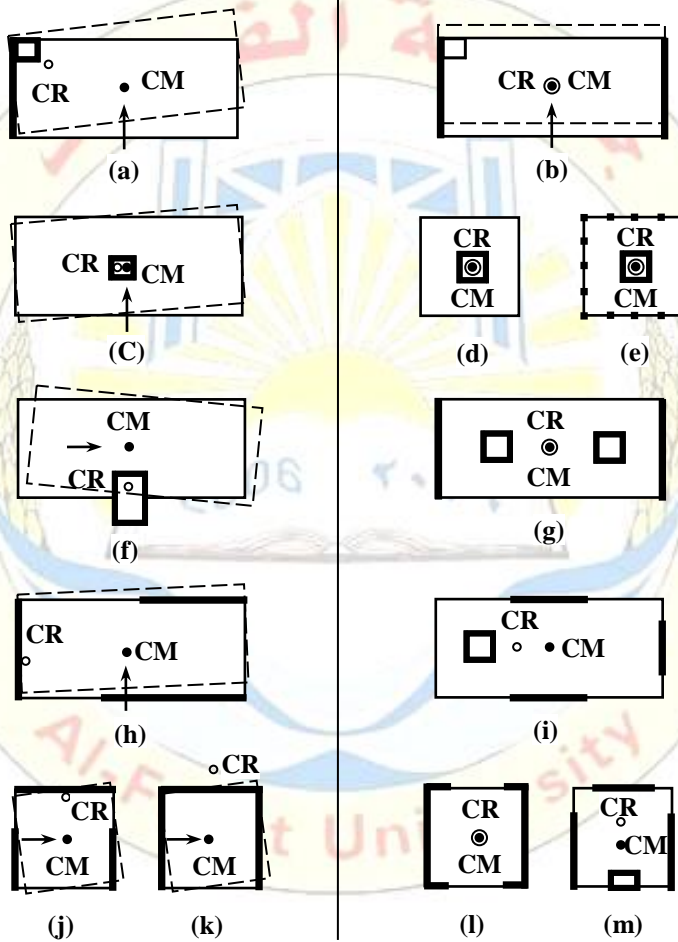
على أن يدقق هذا الشرط في كل منسوب تتغير فيه طبيعة العناصر الرأسية الحاملة أو توزيعها.

- في حال وجود عدم تناظر جزئي في المقطع العرضي للجملة المقاومة للقوى الأفقية فيجب أخذ القتل الناتج عن ذلك بالحسبان، عند حساب مقاومة الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية.

يبين الشكل (3-3) نماذج لحالات معدلة عن حالات غير مرغوب بها لتحسين تطابق مركز ثقل المنشأ مع مركز صلابته.

إنّ وضع العناصر المقاومة للقوى الأفقية في الزاوية الغربية العلوية من المسقط في النموذج (a) يسبب نشوء عزوم قتل كبيرة تُحدث تشوهات غير مرنة في العناصر الإنشائية، بينما من أجل ذات النموذج (b) سيؤدي إلغاء دور النواة من المساهمة في مقاومة القوى الأفقية والاستعاضة عنها بجملة جدران قصية موزعة على طرفي المنشأ إضافة لعناصر هيكلية سيساهم في إلغاء اللامركزية الفعلية بين مركز الصلابة ومركز الثقل وهذا سيعزز من مقاومة المنشأ للقوى الأفقية.

أيضاً إنَّ توزيع الجملة المقاومة للقوى الأفقية في النموذج (c) يحقق الحصول على قيمة صغيرة لعزوم الفتل، إلا أنَّ صلابة المبنى قد تكون صغيرة أيضاً ولن تمنع التشوهات المفرطة في الأطراف الشرقيّة والغربيّة للمبنى، بمعنى آخر إنَّ عدد العناصر في الجملة الانشائية المقاومة للقوى الأفقيّة لا يكفي، من الممكن تحسين التحكم بالاستجابة الفتلية كما في النموذج (d) إما بتغيّر مواصفات المواد وزيادة أو إضافة جملة من الإطارات على محيط المبنى كما في النموذج (e).



حالات غير مرغوبة

حالات معدلة

الشكل (3-3) نماذج لحالات معدلة عن حالات غير مرغوب بها لتحسين تطابق مركز الثقل مع مركز الصلابة النموذج (f) يُمثل حالة أخرى على توزيع النواة المتمثلة بجملة مقاومة للقوى الأفقيّة على طرف البناء مما يجعل اللامركزية كبيرة ويزيد من عزم الفتل، الحل الأفضل هنا،

كما في النموذج (g) بتجزئة النواة المركزية لنواتين متوضعتين بشكل متناظر مع وجود عناصر مقاومة للقوى الأفقية إضافية على محيط المنشأ، توافق الاتجاه الذي يتعرض لقوى أفقية أكبر.

أما النماذج من (f) إلى (k) فتُظهر حالات مختلفة لتوزيع الجملة الانشائية المقاومة للقوى الأفقية تسبب ظهور عزوم قتل بشكل غير مرغوب به، بينما في النماذج من (i) إلى (m) تم توزيع الجملة الانشائية المقاومة للقوى الأفقية بشكل محسن يساعد في الغاء أو تخفيض عزوم القتل، إذ أن صلابة وقدرة تحمل هذه الجملة كافيًا لاستيعاب التأثيرات القتالية.

ولحساب مركز صلابة جملة إنشائية مقاومة للقوى الأفقية لأبد أولاً حساب صلابة العناصر الإنشائية المؤلفة لها، وهذا يختلف حسب نوع الجملة، فهي جملة إطارات أم جملة جدران قصية؟، وستُشرح في الفقرة الآتية كيفية حساب صلابة كلٍ منهما، ومن ثمّ كيف يمكن تحديد إحداثيات مركز الصلابة لمنشأ أو مستوي ضمن منشأ.

2-2-3 حساب صلابة العناصر الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية:

ترتبط صلابة أي عنصر بمقاومته لأي قوة ستاتيكية أو ديناميكية مطبقة عليه، كما أنّها تعبر عن ممانعة العنصر للتشوه أو الحركة، وبالتالي فإنّ تطبيق قوة ما على منشأ سيولّد طاقة كامنة تحاول إعادته لوضعه الأصلي بعد زوال هذه القوة، وبالتالي لمعرفة ثابت الصلابة لأيّ عنصر يكفي أن تُطبق قوة واحدة ومن ثم يُحسب الانتقال الناتج عنها، فيكون ثابت الصلابة K (مقاساً بـ kN/m أو t/m) يساوي:

$$K = \frac{1}{\Delta} \quad (3-3)$$

Δ : قيمة الانتقال الطائفي في أعلى منسوب من العنصر المدروس تحت تأثير قوة واحدة أفقية، ويمكن توضيح ذلك في المثال الآتي:

ليكن لدينا جسم ذو كتلة W والمبين بالشكل (4-3) يرتبط بنابض ثابت صلابته K وبالتالي فإنّ انتقال الجسم يساوي إلى الكتلة مقسومة على عامل مساواة النابض، أي:

$$\Delta = \frac{W}{K} \quad (4-3)$$

وبتطبيق هذه العلاقة مباشرة على جائز بسيط يخضع لحمولة مركزة في منتصفه نجد أنّ:

$$\Delta = \frac{W \cdot L^3}{48 \cdot EI} = \frac{W}{K} \Rightarrow K = \frac{48 \cdot EI}{L^3} \quad (5-3)$$

لكن الأمر ليس بهذه البساطة في حالة الجمل الإنشائية المعقدة، ففي حالة الإطارات الخرسانية يجب تطبيق قوة واحدة أعلى الإطار وحساب الانتقال الناتج عنها بواسطة إحدى طرائق تحليل الإطارات، ويمثل الانتقال الناتج عامل المرونة $1/K$ لهذا

$$K = \frac{1}{\Delta} \quad \text{وبالتالي يُحسب عامل الصلابة من العلاقة الآتية:}$$

خلال هذه المرحلة من التحليل يجب الأخذ بالحسبان تشقق المقاطع العرضية للإطارات، وبالتالي لا بد من الاعتماد على عزوم عطالة المقاطع المتشققة لها بدلاً من حساب عزوم عطالة كامل مقاطعها، ونظراً لاختلاف درجة التشقق بشكل كبير في أثناء اهتزاز المنشأ، لذلك يمكن أن نعتمد على قيم تقريبية مقترحة كالآتي وفقاً للكود العربي السوري وهي تختلف من كود لآخر:

$$I = 0,5 \cdot I_g \quad \text{مقاطع جيزان الإطارات بشكل مستطيل يفترض}$$

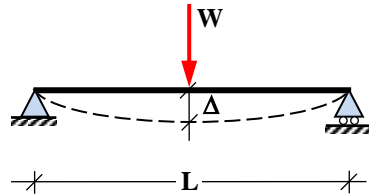
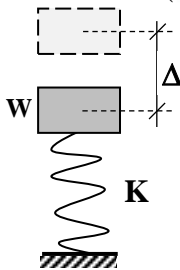
I_g : عزم عطالة كامل المقطع قبل التشقق ومحسوباً للخرسانة فقط من دون تسليح.

أما في حالة الجمل الإنشائية المقاومة للزلازل والمؤلفة من جدران قصية، فالأمر أكثر سهولة من حالة الإطارات، نظراً لتبسيط سلوك الجدار القصي ليمثل سلوك عنصر ظفري مقرر إنشائياً ومتوضع بشكل شاقولي، يخضع هذا الظفر إلى انتقال ناتج عن عزم انعطاف وانتقال ناتج عن قوى قاصة، كما في الشكل (3-5) وتصبح معادلة الانتقال تساوي إلى: $\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$

$$\Delta = \frac{P \cdot H^3}{3 \cdot EI} + \frac{6 \cdot P \cdot H}{5 \cdot A \cdot G} \quad \Rightarrow \quad K = \frac{3 \cdot EI}{H^3} + \frac{5 \cdot A \cdot G}{6 \cdot H}$$

A : مساحة المقطع العرضي للجدار.

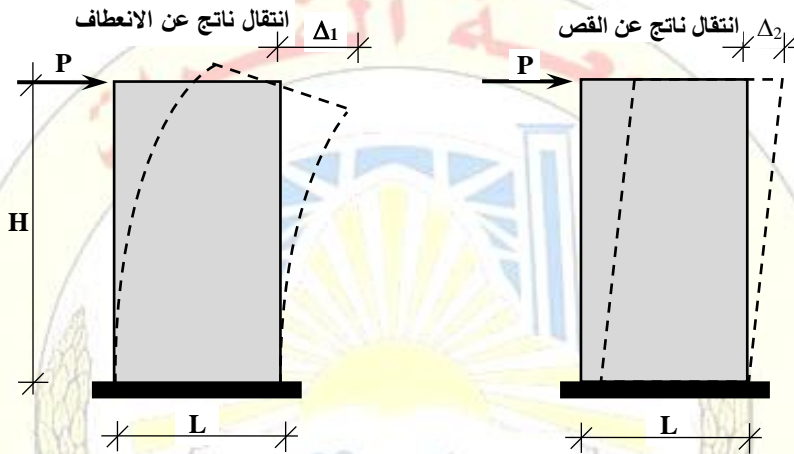
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{معامل المرونة العرضي ويعطى بالعلاقة الآتية:}$$



الشكل (3-4) تحديد قساوة جوائز

ويمثّل ν معامل بواسون لمادة الخرسانة ويساوي $\nu=0,2$ وبتعويض قيمتها في علاقة معامل المرونة العرضاني نجد أن: $G=0,417E \approx 0,42E$ ، وبالتعويض في علاقة حساب قساوة الجدار نجد:

$$K = \frac{E}{\left(\frac{H^3}{3I}\right) + \left(\frac{2,88H}{A}\right)} \quad (6-3)$$



الشكل (5-3) انتقال جدار قصي

تُعدّ قيمة K المحسوبة بالعلاقة (6-3) تقريبية، وتعتمد على عزم عطالة كامل المقطع للجدار وهذا التقريب مقبول، في حالة الجدران القصية التي تحقّق أبعادها النسبية $H/L > 4$ سوف يسيطر سلوك الانعطاف على شكل تشوّه الجدار، وبالتالي يمكن إهمال أثر الانتقال القصي، وافترض قيمة عامل القساوة يساوي إلى: $K = 3 \cdot EI / H^3$

3-2-3 حساب مركز صلابة جملة إنشائية مقاومة للقوى الأفقية:

بعد توزيع العناصر الإنشائية المقاومة للقوى الزلزالية ولتكن جدران قصية في المسقط الإنشائي، كما هو مبين بالشكل (6-3) تُحسب صلابات الجدران باتجاه المحاور X و Y كما وجد في الفقرة السابقة الخاصة بكل عنصر، ثم يُعتمد على جملة محاور إحداثية وهمية، يقع مبدأ الإحداثيات فيها في زاوية المسقط اليسارية السفلية وتُحسب إحداثيات كل جدار بالنسبة لهذا المبدأ، حينها يمكن حساب مركز صلابة الجملة الإنشائية المقاومة للزلازل من العلاقتين الآتيتين:

$$X_{CR} = \frac{\sum_{j=1}^m X_j \cdot K_{yj}}{\sum_{j=1}^m K_{yj}} ; Y_{CR} = \frac{\sum_{j=1}^m Y_j \cdot K_{xj}}{\sum_{j=1}^m K_{xj}} \quad (7-3)$$

K_{yj} ، K_{xj} : ثابت صلابة الجدار (j) باتجاه المحور X، و باتجاه المحور Y على التوالي.

X_{CR} ، Y_{CR} : فاصلة و تراتيب مركز صلابة المنشأ على التوالي.

X_j ، Y_j : فاصلة و تراتيب مركز الجدار المدروس على التوالي.

m: عدد العناصر الإنشائية في الجملة المقاومة للقوى الأفقية.

3-2-4 حساب عزم الفتل الناتج من تأثير القوى الأفقية:

يُستنتج مما سبق أنّ عدم انطباق مركز المساواة أو الصلابة لكتلة مع مركز ثقلها يؤدي لنشوء ظاهرة الفتل (اللي)، أي خضوع الكتلة لدوران حول محاور مارة من مركز الصلابة تحت تأثير قوة القص القاعديّ، كما يبيّن الشكل (3-6) يمكن حساب قيمة M_t عزم الفتل حول محور رأسيّ مارّ من مركز الصلابة كما يأتي:

$$M_{tx} = V_x \cdot e_y ; M_{ty} = V_y \cdot e_x$$

M_{tx} : عزم الفتل الناتج عن قوة القص القاعدي باتجاه المحور X.

M_{ty} : عزم الفتل الناتج عن قوة القص القاعدي باتجاه المحور Y.

3-2-5 الطريقة الستاتيكية المكافئة:

3-2-5-1 مجال استعمالها:

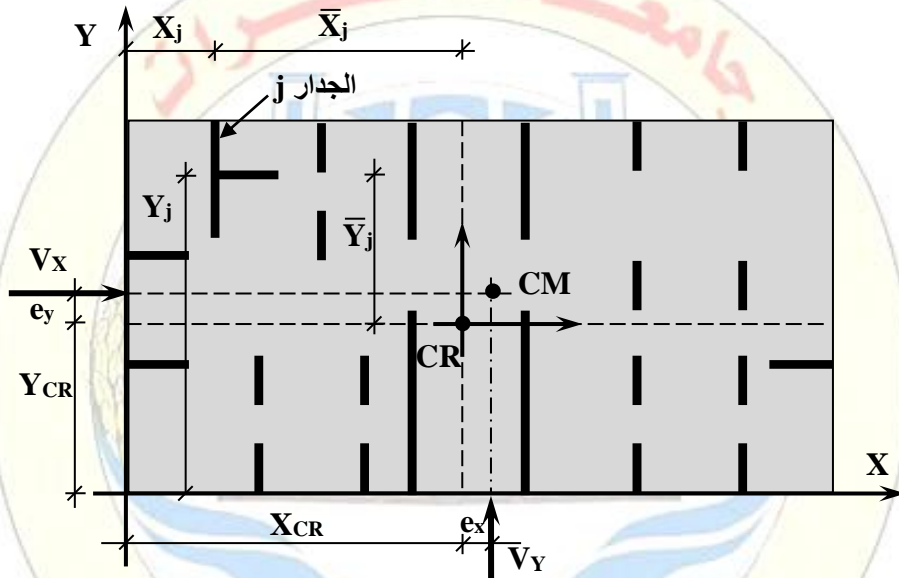
تستعمل الطريقة الستاتيكية الثانية للمنشآت التي تنطبق عليها الشروط الآتية:

1- كافة المنشآت المنتظمة وغير المنتظمة في المنطقة الزلزالية 1 وفي أنواع المباني ذات الإشغالات 3 من المنطقة الزلزالية 2، وهي موضحة في الجدول رقم (3-2)، (الجدول (3-3) ص 52 من ملحق الكود رقم /2/، ما عدا الأبنية السكنية والصناعية.

2- المنشآت المنتظمة التي لا يزيد ارتفاعها على 73m مع تأمين مقاومة للقوى الزلزالية باستعمال الجمل المصنفة في الجدول رقم (3-6)، (الجدول (4-1) ص 85 من الملحق رقم /2/، أو الجدول رقم (3-8)، (الجدول (3-6) ص 55 من ملحق الكود رقم /2/، ما عدا المنشآت المنتظمة وغير المنتظمة المستندة على تربة من النوع S_F ($\bar{\sigma}_{Soil} < 1 \text{ kg/cm}^2$) والتي لها فترة أساسية (دور التحليلي) يزيد على 0,7 Sec.

3- المنشآت غير المنتظمة التي لا تزيد على /5/ طوابق أو بارترفاع لا يزيد على 20m،
 ما عدا ما ورد في البند (3-9-4-ب) من ملحق الكود رقم /2/.

4- المنشآت المؤلفة من جزأين، جزء علوي لئن يستند على جزء سفلي صلب، بحيث يكون كلا الجزأين منتظماً بحد ذاته، كما أنّ القساوة المتوسطة للجزء السفلي لا تقل عن عشرة أمثال القساوة المتوسطة للطبقيّة للجزء العلوي، إضافة لكون الدور الأساسي للمنشأة كاملاً لا يزيد على 1,1 مرة الدور الأساسي للجزء العلوي المفترض بافتراضه منشأة مستقلة مثبتة عند قاعدتها.



الشكل (6-3) مركز ثقل كتلة ومركز صلابتها

ملاحظة: في الحالات التي لا يمكن العمل وفق الطريقة الستاتيكية تُستعمل الإجراءات المتبعة في التحليل الديناميكي للقوى الجانبية (يمكن الرجوع للباب الخامس من ملحق الكود رقم /2/).

3-2-5-2-3 تقييم القوى الزلزالية وفق الطريقة الستاتيكية المكافئة:

تحدّد قيمة قوّة القصّ القاعديّ وفق الطريقة الستاتيكية المكافئة بالعلاقة الآتية:

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \cdot W \quad (8-3)$$

على أن تتحقّق المترابحة الآتية:

$$V_{\min} = 0,11 \cdot C_a \cdot I \cdot W \leq V \leq V_{\max} = \frac{2,5 \cdot C_a \cdot I}{R} \cdot W$$

ويضاف شرط آخر لما سبق من أجل المنطقة الزلزالية 4، إذ يجب ألا تقل قوة القص

$$V \leq V_{\max} = \frac{0,8 \cdot Z \cdot N_v \cdot I}{R} \cdot W \quad \text{القاعدي عن:}$$

وتجدر الإشارة إلى أنّ قوة القص القاعدي المحسوبة وفق هذه الطريقة مصعدة مباشرةً ولا حاجة لتصعيدها عند استعمالها في تراكيب الحمولات.

C_a, C_v : معاملان زلزليّان يأخذان بالحسبان زلزليّة المنطقة وشروط تربة الموقع.

N_v : معامل القرب من المصدر الزلزالي.

I : معامل أهميّة المنشأ، R : معامل الممطوليّة، T : الدور الأساسي للمنشأ.

W : الحمل الزلزالي ويساوي مجموع الأوزان الميتة + نسبة مئوية من الحية الآتية:

- في المستودعات والمخازن تؤخذ 25% من الأحمال الحية.
- في المعامل ذات المعدّات الثابتة تؤخذ 100% من وزن المعدّات الكليّ وتساوي 1000kg/m^2 .

- تُهمل الحمولة الحية في الحمل الزلزاليّ من أجل الحمولة الحية الأقل من 500kg/m^2 (في المباني السكنية) أي تُعتمد الحمولة الميتة فقط.

فيما يأتي شرح كلّ معامل على حده وكيفية تحديد قيمته وفق ما نصّ عليه الكود العربيّ السوريّ والملحق رقم 2/.

1- معامل الشدّة الزلزاليّة (معامل زلزليّة المنطقة) Z :

يمثّل المعامل Z التسارع الزلزاليّ للأرض في الموقع المدروس كنسبة مئوية من تسارع الجاذبيّة الأرضيّة ($9,81 \text{m/sec}^2$) ويبين الجدول (1-3) قيم هذا المعامل (الجدول (1-3) ص 50 من ملحق الكود رقم 2/).

الجدول (1-3) قيم معامل الشدّة الزلزالية Z

المنطقة الزلزالية	1	2A	2B	2C	3	4
Z	0,075	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4

ولا مانع من قبول قيم متوسطة للمعامل Z حسب الخارطة الزلزاليّة للموقع المدروس، كما يمكن اعتماد القيم الواردة في الخارطة الزلزاليّة لسورية (الملحق د)، أو القيم الواردة في جدول (الملحق هـ) من الكود الأساس.

مثلاً: منبج $Z=0,15$ ، الباب $Z=0,2$ ، حلب $Z=0,25$ ، اعزاز وعفرين $Z=0,3$ ، إدلب $Z=0,3$.

2- معامل أهمية المنشأ I:

يعبر عن طبيعة استعمال المنشأ وأهميته، تؤخذ قيمه من الجدول (2-3)، (الجدول (3-3) ص 52 من ملحق الكود رقم /2).

الجدول (2-3) أنواع الإشغالات وقيم معامل أهمية المنطقة I

نوع الإشغال	أنواع أو وظائف المنشأة	معامل الأهمية الزلزالي I	معامل الأهمية الزلزالي $I_p^{(1)}$
1- المرافق الرئيسية.	- الإشغالات الحاوية على المرافق الخاصة بالعمليات الجراحية ومعالجة الطوارئ.	1,25	1,50
	- المحطات الخاصة بالمطافئ والشرطة.		
	- المرائب والملاجئ الخاصة بآليات الطوارئ وكذلك مطارات الطوارئ.		
	- المنشآت والملاجئ الواقعة في مراكز الاستعداد للطوارئ.		
	- أبراج مراقبة الطيران.		
	- المنشآت والمعدات في مراكز الاتصال الحكومية وباقي المرافق المطلوبة لاستجابة نداء الطوارئ.		
	- معدات توليد الطاقة الكهربائية الاحتياطية.		
	- المنشآت الوظيفية الهامة مثل منشآت الدفاع المدني والصوامع والجسور إلخ.		
- الخزانات أو باقي المنشآت الحاوية على المياه المنزلية أو المياه الداعمة أو أية مواد أخرى تستعمل لإطفاء الحريق.			
2 - المرافق الخطرة.	- الإشغالات والمنشآت الحاوية على مواد كيميائية سامة أو قابلة للانفجار.	1,25	1,50
	- المنشآت التي ليس لها شكل المباني والتي تحتوي على كميات من المواد السامة أو المتفجرة.		
3-المنشآت الأخرى.	- باقي المنشآت	1,00	1,00

قيمة المعامل $I=1,25$ للمنشآت الخطرة والمطافئ و 1 لباقي المنشآت العادية (أبنية سكنية- منشآت - مخازن - مستودعات - مواد عادية.....) وقد أعطيت هذه القيم في الجدول أعلاه.

ومن الملاحظ أنَّ القيم التي يعطيها الكود لهذين العاملين لا تعتمد على أي أساس علمي، إنما تمثل عوامل أمان تزداد قيمها مع زيادة الخطورة الزلزالية المتوقعة للمنطقة، وهذا ما يعكسه المعامل Z وتزداد أيضاً مع ضرورة استمرار المنشأ للقيام بوظائفه في حال تعرّض المنطقة لزلزال شديد وهذا ما يعكسه المعامل I ، لذا فإنَّ قيمهما هي قيم مفروضة لا يستطيع المهندس التحكم بها.

3- المعاملان الزلزاليان C_a, C_v :

هما معاملان زلزاليان للسرعة والتسارع على التوالي، يأخذان بالحسبان زلزالية المنطقة وشروط تربة الموقع ويمكن تحديد قيمة المعامل C_a من الجدول (3-3)، (الجدول (9-3) ص 62 من ملحق الكود رقم /2/)، وقيمة المعامل C_v من الجدول (4-3)، (الجدول (10-3) ص 62 من ملحق الكود رقم /2/)، وذلك بعد تحديد قيمة معامل زلزالية المنطقة Z من الجدول (1-3)، وتصنيف التربة من الجدول (5-3)، (الجدول (2-3) ص 50 من الملحق رقم /2/).

الجدول (3-3) المعامل الزلزالي C_a

نموذج المقطع الشاقولي للتربة	معامل المنطقة الزلزالي (Z)					
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,20	Z=0,25	Z=0,30	Z=0,40
S_A	0,06	0,12	0,16	0,20	0,24	0,32 Na
S_B	0,08	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40 Na
S_C	0,09	0,18	0,24	0,29	0,33	0,40 Na
S_D	0,12	0,22	0,28	0,32	0,36	0,44 Na
S_E	0,19	0,30	0,34	0,35	0,36	0,36 Na
S_F	انظر الملحوظة (1)، (2)					

الجدول (4-3) المعامل الزلزالي C_v

نموذج المقطع الشاقولي للتربة	معامل المنطقة الزلزالي (Z)					
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,20	Z=0,25	Z=0,30	Z=0,40

نموذج المقطع الشاقولي للتربة	معامل المنطقة الزلزالي (Z)					
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,20	Z=0,25	Z=0,30	Z=0,40
SA	0,06	0,12	0,16	0,20	0,24	0,32 Nv
SB	0,08	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40 Nv
SC	0,13	0,25	0,32	0,38	0,45	0,56 Nv
SD	0,18	0,32	0,40	0,47	0,54	0,64 Nv
SE	0,26	0,50	0,63	0,74	0,84	0,96 Nv
SF	انظر الملحوظة (1)، (2)					

(1) لتحديد المعاملين الزلزاليين C_a, C_v للتربة ذات المقطع الجانبي من النوع (SF) يجب إجراء تحريات ودراسات جيوتكتيكية حقلية وإجراء التحليل الديناميكي لاستجابة الموقع.

(2) تحدد قيمة المعاملين الزلزاليين C_a, C_v الخاصين بالمنطقة الزلزالية 4 اعتماداً على المعاملين N_a, N_v المسميان معاملاً القرب من المصدر الزلزالي، حيث يصنف المصدر تبعاً للنشاط الزلزالي لثلاث درجات A, B, C ويعتبر الصنف A ذات نشاط زلزالي عالٍ ويليه B ثم C، يبين الجدول (5-3)، (الجدول (3-13) ص 64 من ملحق الكود رقم /2)، نمط المصدر الزلزالي اعتماداً على مقياس ريختر لتحديد قيمة الزلزال الأعظمي إضافة لمعدل انزلاق الصدعات سنوياً.

الجدول (5-3) نمط (نوع) المصدر الزلزالي⁽¹⁾

نمط المصدر الزلزالي	وصف المصدر الزلزالي	تعريف المصدر الزلزالي	
		قيمة مقدار الزلزال الأعظمي بمقياس ريختر (M)	معدل الانزلاق SR(mm/year)
A	صدوع جيولوجية قادرة على خلق حوادث زلزالية وتتمتع بمعدل مرتفع من النشاطات الزلزالية	$M \geq 7$	$SR \geq 5$
B	كافة الصدوع غير الأنماط A, C	$M \geq 7$ $M < 7$ $M \geq 6,5$	$SR < 5$ $SR > 2$ $SR < 2$
C	صدوع جيولوجية غير قادرة على خلق حوادث زلزالية كبيرة وتتمتع بمعدل منخفض من النشاطات الزلزالية	$M < 6,5$	$SR \leq 2$

ملاحظة (1): يجب ان يحدد تصنيف المصدر بناءً على طبيعة الموقع الخاصة. بعد تصنيف المصدر الزلزالي يمكن اعتماد قيمة للمعاملين N_v ، N_a وفق الجدول (6-3)، والجدول (7-3) على التوالي، (الجدولين (11-3) و(12-3) ص 63 من ملحق الكود /2).

الجدول (6-3) معامل القرب من المصدر⁽¹⁾ الزلزالي N_a

نمط المصدر الزلزالي	المسافة الأكثر قرباً من المصدر الزلزالي المعروف ^(2,3)		
	$\leq 2\text{km}$	5km	$\geq 10\text{km}$
A	1,5	1,2	1,0
B	1,3	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

الجدول (7-3) معامل القرب من المصدر⁽¹⁾ الزلزالي N_v

نمط المصدر الزلزالي	المسافة الأكثر قرباً من المصدر الزلزالي المعروف ^(2,3)			
	$\leq 2\text{km}$	5km	10km	$\geq 15\text{km}$
A	2,0	1,6	1,2	1,0
B	1,6	1,2	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

ملاحظات على الجدولين (6-3) و(7-3):

- (1) يمكن حساب قيمة معامل القرب من المصدر بالتناسب الخطي وذلك لمسافات غير تلك الواردة في الجدول.
 - (2) يجب تحديد موقع وشكل المثار الزلزالية المستعملة في التصميم بناءً على معطيات جيوتكنيكية مصادق عليها.
 - (3) تؤخذ المسافة الأكثر قرباً من المصدر الزلزالي على أنها المسافة الدنيا بين الموقع والمساحة المحددة بالمسقط الرأسي للمصدر على السطح (أي المسقط السطحي لمستوى الصدع) ولا ضرورة أن يشمل المسقط السطحي أجزاء من المصدر تقع على أعماق تساوي أو تزيد على (10km).
- يجب الاعتماد على القيمة الأكبر لمعامل القرب من المصدر في التصميم بعد الأخذ بالحسبان كافة المصادر الأخرى.

طريقة مبسطة لتحديد صنف المقطع الجانبي للتربة: لابد من تحديد نموذج المقطع الشاقولي للتربة في الموقع S من أجل معرفة قيم المعاملين الزلزاليين C_v, C_a ، وبيّن الجدول رقم (8-3) كيميّة التصنيف وفقاً لقيمة إجهاد التربة المسموح. الجدول (8-3) تصنيف التربة وخواصها الزلزالية

نموذج المقطع الشاقولي للتربة	تسمية المقطع الجانبي (الشاقولي) للتربة (الوصف العام)	الخصائص الوسطية للتربة ذات العمق (30,5 m) من المقطع الجانبي		
		سرعة أمواج القص \bar{V}_S (m/sec)	تجربة الاختراق النظامية (\bar{N}) أو (\bar{N}_{CH}) للترب غير المتماسكة من طبقات التربة (ضربة/قدم)	مقاومة القص غير المبردة \bar{S}_U (kPa)
S_A	صخر صلب (قاس)	1500	-	-
S_B	صخر	760-1500	-	-
S_C	تربة ذات كثافة عالية جداً وصخر طري (كونغلواميرات)	360-760	>50	>100
S_D	تربة صلبة	180-360	15-50	50-100
$S_E^{(1)}$	تربة طرية	<180	<15	<50
S_F	تربة تتطلب دراسة خاصة في الموقع (يراجع البند 1-4-3) من ملحق الكود /2/			

(1) يشمل صنف المقطع الجانبي للتربة (S_E) أيضاً أي مقطع جانبي بسماكة أكبر من 3m من الطين (الغضار) الطريّ المعرّف على أن قرينة اللدونة فيه $W_{mc} \geq 40\%, PI > 20$ و $\bar{S}_U < (24 \text{ kPa})$.

(2) تحدّد قرينة اللدونة PI، ومحتوى الرطوبة W_{mc} تبعاً للمواصفات الوطنية.

ويمكن الأخذ بالحسبان الملاحظات الآتية للجدول رقم (8-3):

- يمكن أخذ قيم وسطية بين القيم السابقة أيضاً.
- لا يسمح بالتوسط بين S_A و S_B ، ويسمح بالقيم الوسطية بين البقية.

- لا يُعتمد صنف المقطع الشاقولي S_A إلا باختبارات حقلية واقعية بالأمواج فوق الصوتية ولعمق لا يقل عن 30m تحت منسوب التأسيس، وتحمل تربة لا يقل عن $4,5 \text{ kg/cm}^2$.
 - يمكن اعتماد صنف المقطع الشاقولي S_B إذا لم يقل الإجهاد المسموح للتربة عن 3,5 kg/cm^2 مع تنفيذ اختبارات حقلية بالأمواج فوق الصوتية لعمق لا يقل عن 20m.
 - يمكن اعتماد الصنف S_C عندما لا يقل الإجهاد المسموح للتربة عن 3 kg/cm^2 مع تنفيذ اختبارات حقلية بالأمواج فوق الصوتية لعمق لا يقل عن 15m.
 - يمكن اعتماد الصنف S_D عندما لا يقل الإجهاد المسموح للتربة عن $2,5 \text{ kg/cm}^2$ مع تنفيذ اختبارات حقلية بالأمواج فوق الصوتية لعمق لا يقل عن 15m.
 - يمكن اعتماد الصنف S_E عندما لا يقل الإجهاد المسموح للتربة عن $2,0 \text{ kg/cm}^2$ مع تنفيذ اختبارات حقلية بالأمواج فوق الصوتية لعمق لا يقل عن 15m.
 - يسمح أن تقع مواقع الأسبار للاختبارات الحقلية المذكورة أعلاه، في حدود مسافة لا تزيد على 2m خارج رقعة المبنى.
 - إذا لم يتحقق أي من الشروط السابقة، فيمكن اعتماد صنف المقطع الشاقولي S_F .
 - إذا كانت الاختبارات غير كافية لتصنيف المقطع كمقطع S_D ، فيصنف كمقطع S_E .
- في حال الاستناد على أوتاد ارتكاز، فيمكن اعتماد الصنف S_A ، أما في حال الاستناد على أوتاد احتكاك، فيمكن اعتماد الصنف S_B ، وفي حال الاستناد على أوتاد ارتكاز واحتكاك معاً فيمكن اعتماد قيمة للصنف بين S_A و S_B وفق نسبة مساهمة كلٍ منهما.

4- معامل الممطولية R:

معامل رقمي يأخذ بالحسبان ممطولية الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية وتحدّد قيمته وفق الآتي:

بالنسبة للجمال الإنشائية العادية، الشائعة الاستعمال في الجمهورية العربية السورية (مثل جملة الإطار المتوسط المقاومة للعزوم المحلي)، يمكن استعمال قيمة للمعامل R من الجدول المبسّط (3-9)، (الجدول (1-4) ص 85 في ملحق الكود رقم /2/)، أو جملة الاطار الخاص المحلي من الجدول (3-10)، (الجدول (2-4) ص 86 في ملحق الكود

(/2/)، إنَّ كلِّ من هذين الجدولين هو تقريبيّ، ويتطلب ظروف تنفيذ جيدة للإطارات ولجدران القصّ.

الجدول (9-3) قيمة المعامل R للجمال الإنشائية الشائعة الاستعمال في الجمهورية العربية السورية عند استعمال إطارات عزيمة متوسطة محلية.

المعامل R	الجملة الإنشائية	التسلسل
6,0	جملة إطارات متوسطة محلية (أي متوسطة مقاومة للعزوم بمفهوم هذا الملحق من حيث تفصيل فولاذ التسليح والأبعاد الدنيا والتصميم لمقاومة العزوم والتسليح الأدنى ومقاومة قوى القص محسوبة على أساس عامل تخفيض المقاومة ($\Omega=1$) لطاقتي تحمل المقطعين في أعلى وأسفل العمود للعزوم ومحسوبين باستعمال إجهاد شد أعظمي يساوي f_y ، إضافة لبقية الاشتراطات الواردة في الجدول (3-4) من الكود).	1
5,5	جملة ثنائية من جدران قص وإطارات متوسطة مقاومة للعزوم (كما ذكر في 1 أعلاه) تتحمل الإطارات ما لا يقل عن 50% من قوة القص القاعدي.	2
5,0	جملة ثنائية من جدران قص وإطارات متوسطة مقاومة للعزوم (كما ذكر في 1 أعلاه) تتحمل الإطارات ما لا يقل عن 25% من قوة القص القاعدي.	3
4,5	جملة جدران قص من دون إطارات متوسطة مقاومة للعزوم (كما ذكر في 1 أعلاه)، أو مع وجود إطارات تحقق مفهوم تفصيل حديد التسليح والأبعاد الدنيا، مع إهمال مساهمة الإطارات في مقاومة القوى الزلزالية مع تحقيق متطلبات واشتراطات الفصل (7-11) من الكود الأساس.	4

ملاحظات:

- 1- يمكن أخذ قيمة للعامل R بالتناسب الخطي للحالات الواقعة بين الحالات المذكورة.
- 2- عند مساهمة الإطارات المتوسطة المحلية المقاومة للعزوم (بمفهوم الكود الأساس والملحق (/2/))، فتصمّم لقوة متناسبة مع مساهمتها، وتصمّم جدران القصّ لبقية القوة.

الجدول (10-3) جدول مبسط لتحديد قيمة المعامل R للجمل الإنشائية الشائعة الاستعمال في الجمهورية العربية السورية عند استعمال إطارات عزيمة خاصة محلية.

المعامل R	الجملة الإنشائية	التسلسل
8	جملة إطارات عزيمة خاصة محلية (أي خاصة مقاومة للعزوم بمفهوم هذا الملحق من حيث تفصيل فولاذ التسليح والأبعاد الدنيا والتصميم لمقاومة العزوم والتسليح الأدنى ومقاومة قوى القص محسوبة على أساس عامل تخفيض المقاومة ($\Omega=1$) لطاقتي تحمل المقطعين في أعلى وأسفل العمود للعزوم، ومحسوبين باستعمال $f_{td}=1,25 f_y$ ، إضافة لبقية الاشتراطات الواردة في الجدول (4-3)).	1
9	جملة ثنائية من جدران قص وإطارات خاصة مقاومة للعزوم (كما ذكر في 1 أعلاه) تتحمل الإطارات ما لا يقل عن 50% من قوة القص القاعدي.	2
6	جملة ثنائية من جدران قص وإطارات خاصة مقاومة للعزوم (كما ذكر في 1 أعلاه) تتحمل الإطارات ما لا يقل عن 25% من قوة القص القاعدي.	3
4,5	جملة جدران قص من دون إطارات خاصة مقاومة للعزوم (كما ذكر في 1 أعلاه)، أو مع وجود إطارات تحقق مفهوم تفصيل حديد التسليح والأبعاد الدنيا، مع إهمال مساهمة الإطارات في مقاومة القوى الزلزالية مع تحقيق متطلبات واشتراطات الفصل (7-11) من الكود الأساس.	4

ملاحظات:

- 1- يمكن أخذ قيمة لـ R بالتناسب الخطي للحالات الواقعة بين الحالات المذكورة أعلاه.
 - 2- عند مساهمة الإطارات الخاصة المحلية (بمفهوم الملحق رقم 2/1)، فتصمم لقوة متناسبة مع مساهمتها، وتصمم جدران القص لبقية القوة.
- أما في حالة ظروف التنفيذ المثالية، بضمان الدارس والمشرف والمنفذ، فعندها تؤخذ قيمة R من الجدول (3-11)، (جزء من الجدول (3-6) ص 55 في ملحق الكود رقم 2/1)، في هذا الجدول تصل قيمة R للجملة الثنائية من إطارات وجدران قص إلى 6,5 للإطارات متوسطة المقاومة للعزوم وإلى 8,5 للإطارات الخاصة المقاومة للعزوم، وفي هذه الحالة يلزم أن تكون الإطارات خاصة، وكذلك جدران القص يجب أن تكون خاصة أيضاً (فيما يتعلق بتفاصيل التسليح ومناطق النهايات).

في حال اختلاف قيمة المعامل R المعتمدة (حسب نوع الجملة الإنشائية المقاومة لكل اتجاه) في الاتجاه X عنها في الاتجاه Y تُعتمد القيمة الأصغر بينهما للاتجاهين عند

حساب قوة القص القاعدي، مثلاً في حال وجود جدران قصية باتجاه X وإطارات بالاتجاه المعامد Y سيكون لدينا قيمتين لمعامل الممتولية $R=4,5$ و $R=8$ على التوالي حسب الجدول (7-3) هنا يجب أن نعتد $R=4,5$ للاتجاهين.

الجدول (11-3) قيم المعامل R لبعض الجمل الإنشائية

الجملة الإنشائية الرئيسية (2)	وصف جملة مقاومة القوى الجانبية	R	Ω_0	حدود الارتفاع للمناطق الزلزالية (3) و(4)
3- الجملة الإنشائية الإطارية المقاومة للزخم	(1) إطار خاص مقاوم للزخم (SMRF):			
	أ- فولاذ	8,5	2,8	N.L
	ب- خرسانة (4)	8,5	2,8	N.L
	(2) إطار جداري حجري مقاوم للزخم	6,5	2,8	49
	(3) إطار من الخرسانة متوسط المقاومة للزخم (5)	5,5	2,8	-
	(4) إطار عادي مقاوم للزخم (OMRF):			
	أ- فولاذ (6)	4,5	2,8	49
	ب- خرسانة (7)	3,5	2,8	-
	(5) الإطارات الفولاذية الشبكية الخاصة المقاومة	6,5	2,8	73
4- الجملة الثنائية	(1) جدران قص:			
	أ- من الخرسانة مع SMRF	8,5	2,8	N.L
	ب- من الخرسانة مع OMRF من الفولاذ	4,2	2,8	49
	ج- من الخرسانة مع IMRF من الخرسانة	6,5	2,8	49
	د- حجري مع SMRF	5,5	2,8	49
	هـ- حجري مع OMRF من الفولاذ	4,2	2,8	49
	و- حجري مع IMRF من الخرسانة (3)	4,2	2,8	-
	ز- حجري مع حجري MMRWF	6,0	2,8	49
	(2) إطار من الفولاذ المكتف (المربط) لامركزياً			
	أ- مع SMRF من الفولاذ	8,5	2,8	N.L
	ب- مع OMRF من الفولاذ	4,2	2,8	49

الجملة الإنشائية الرئيسية (2)	وصف جملة مقاومة القوى الجانبية	R	Ω_0	حدود الارتفاع للمناطق الزلزالية (3) و(4)
	(3) إطارات مكثفة (مربطة) عادية:			
	آ- فولاذية مع SMRF من الفولاذ	6,5	2,8	N.L
	ب- فولاذية مع OMRF من الفولاذ	4,2	2,8	49
	ج- خرسانية مع SMRF من الخرسانة (3)	6,5	2,8	-
	د- خرسانية مع IMRF من الخرسانة (3)	4,2	2,8	-
	(4) الإطارات الخاصة المربطة مركزياً:			
	آ- فولاذية مع SMRF من الفولاذ	7,5	2,8	N.L

5- حساب الدور الأساسي للمنشأ:

إن دراسة أي منشأ على تحمل القوى الأفقية يقتضي معرفة الدور الأساسي له وفق الاتجاه الرئيس المدروس، وورد في الكود الأساس طريقة تقريبية وتحليلية لتحديد قيمته، كما يلي:

- الطريقة الأولى التقريبية لحساب الدور T_1 : يحسب الدور الأساسي للمنشأ مهما كان نوع الجملة الإنشائية بالعلاقة:

$$T_1 = C_t \cdot (h)^{3/4} \quad (9-3)$$

h_n : (مقاسة بـ m) ارتفاع كامل المنشأ مقاساً من القاعدة وحتى أعلى منسوب n.

C_t : ثابت يأخذ إحدى القيم الآتية حسب نوع الجملة الإنشائية.

$C_t=0,0853$ للإطارات المعدنية المقاومة للعزوم.

$C_t=0,0731$ للإطارات الخرسانية المسلحة المقاومة للعزوم وللإطارات المكثفة لا مركزياً.

$C_t=0,0488$ للأبنية الأخرى كافة.

ويمكن كحل بديل أخذ قيمة C_t للمنشآت والأبنية الحاوية على جدران قصية خرسانية أو

$$C_t = 0,0743 / \sqrt{A_c} \quad (10-3)$$

حيث A_c المساحة المكافئة الفعالة المركبة لجدران القص في الطابق الأول من المبنى

فوق الأساس بالمتري المربع وتحدد قيمتها من العلاقة الآتية:

$$A_c = \sum A_e \left[0,2 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right) \right]^2 \quad (11-3)$$

h_n : مقدرة بالمتري وهي تمثل كامل الارتفاع حتى المنسوب n .
 A_e : المساحة الدنيا للمقطع العرضي لجدار القص (بالمتر المربع) في أي مستوي أفقي في الطابق الأول فوق منسوب الأساس.
 D_e : كامل طول جدران القص (في الطابق الأول) الواقعة على استقامة واحدة (بما فيها الفراغات بينها والموازية للاتجاه المدروس).
 يجب ألا تتجاوز قيمة النسبة D_e/h_n القيمة 0,9.

• الطريقة الثانية التحليلية لحساب الدور T_2 : هي طريقة تحليلية لحساب الدور الديناميكي اعتماداً على الخواص الإنشائية والميزات التشوهية للعناصر المقاومة باعتماد التحليل الإنشائي الدقيق، تُعطى علاقة حساب الدور الأساسي الديناميكي وفق علاقة ريلاي كالآتي:

$$T_2 = T_D = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \delta_i^2}{g \cdot [\sum_{i=1}^{n-1} F_i \cdot \delta_i + (F_n + F_1) \cdot \delta_n]}} \quad (12-3)$$

تكون قيمة الدور في بداية تصميم المنشأ مجهولة، لذلك نعلم على الطريقة التقريبية في حسابه وتوزيع القوى الأفقية على الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية، بعد ذلك يمكن حساب قيمة الدور التحليلي اعتماداً على الخصائص الحركية للمنشأ، وبالتقريب المتتالي وإعادة حساب الدور يمكن الوصول للدور الأساسي النهائي للمنشأ، ويبين الشكل (7-3) كيفية نمذجة منشأ من أجل حساب الدور بطريقة ريلاي.

حيث:

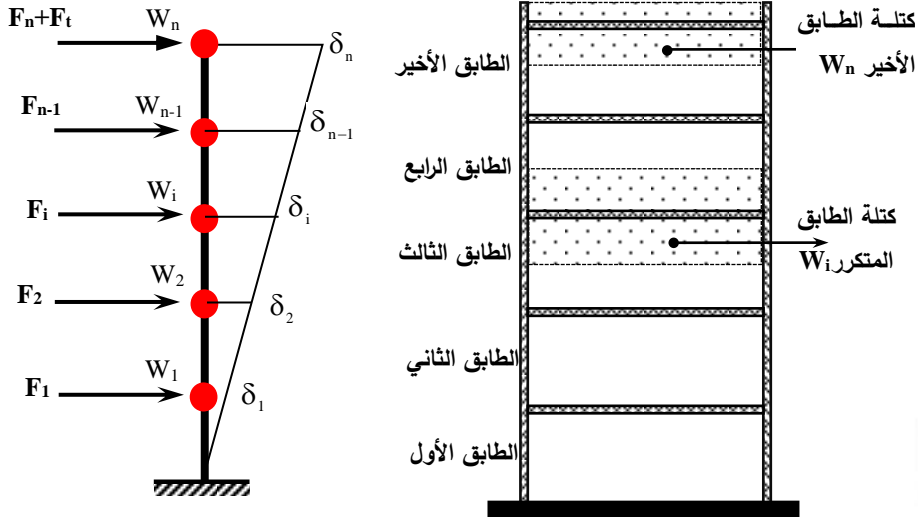
W_i : وزن المنشأ المركز عند المنسوب i ، أو الناجم عن وزن المنسوب i فقط، ويساوي جزءاً من الوزن الكلي للمنشأ أو المبنى W المعروف أدناه.

δ_n, δ_i : السهم الأفقي الناجم في المنشأ نتيجة تطبيق القوى الأفقية المركزة عند المناسيب

من 1 إلى n والناجمة عن الزلازل، وذلك في المناسيب i, n على الترتيب.

g : التسارع الأرضي.

F_n, F_i : القوى الأفقية الناجمة عن الزلازل والمركزة عند المناسيب المختلفة n, i .
 F_t : القوى الأفقية الناتجة عن الزلازل والمركزة عند أعلى المنشأ في المنسوب n .
لا بد أخيراً من مقارنة قيمة الدور الديناميكي T_2 مع الدور المحسوب بالطريقة التقريبية T_1 من أجل اختيار القيمة النهائية للدور، ويمكن تمييز الحالتين الآتيتين:
1- إذا كان $T_2 \leq T_1$ نعتد قيم T_2 .



الشكل (7-3) نمذجة منشأ من أجل حساب الدور التحليلي

2- إذا كان $T_2 > T_1$ تعتمد قيمة الدور النهائية للحساب وفق الآتي حسب المنطقة الزلزالية:

- إذا كان المنشأ يقع في المنطقة الزلزالية الرابعة: $T = \min \begin{cases} T_2 \\ 1,3T_1 \end{cases}$

- من أجل باقي المناطق: $T = \min \begin{cases} T_2 \\ 1,4T_1 \end{cases}$

على ألا تزيد قيمة T النهائية المعتمدة عن قيمة T_2 .

3- يسمح باعتماد قيمة T_2 المحسوبة بطرائق التحليل الديناميكي أو بعلاقة ريلاي من دون تخفيض إذا تمَّ حساب الإزاحات والانتقالات.

3-5-2-3 توزيع قوة القص القاعدي V:

بعد الانتهاء من حساب قوة القص القاعديّ باعتماد الطريقة الستاتيكية المكافئة تأتي مرحلة توزيع القوة المحسوبة على مناسيب المنشأ المدروس وفق الاتجاه الشاقوليّ،

ومن ثم توزيع حصة المنسوب الواحد على عناصر الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية.

أولاً: توزيع قوة القص القاعدي V على المستوى الشاقولي:

ميّز الكود العربي السوري في توزيع قوة القص القاعدي V على المستوى الشاقولي

بين حالتين:

1- حالة المنشآت ذات الأشكال المنتظمة أو المؤلفة من جمل إطارية:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{حيث تُعدّ قوة القصّ القاعديّ الكلية معطاة بالعلاقة:}$$

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{قوة أفقية مركز أعلى المنشأ ومعطاة بالعلاقة:}$$

$$\bullet \quad \text{تُعدّ } F_t = 0 \quad \text{إذا كان } T \leq 0,7 \text{ Sec}$$

$$\bullet \quad \text{تُعدّ } F_t \leq 0,25V \quad \text{إذا كان } T > 0,7 \text{ Sec}$$

أما باقي قوة القصّ المساوية لـ $V - F_t$ فتوزع على كامل ارتفاع المنشأ وفقاً للعلاقة الآتية:

$$V_{xi} = \frac{(V - F_t) \cdot W_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \quad (13-3)$$

V_{xi} : حصة المنسوب x من قوة القصّ القاعديّ والمطبّقة في مركز ثقل المنسوب المدروس بالاتّجاه المدروس.

W_x : مجموع الأحمال الرأسية المركّزة عند المنسوب x والناجمة عن وزن هذا المنسوب فقط.

h_x : ارتفاع المنسوب x عن القاعدة السفلية للمنشأ.

2- حالة المنشآت ذات الأشكال غير المنتظمة على نحو كبير في الطابق الواحد، أو المتضمنة اختلافاً كبيراً في الصلابة بين طابقين متجاورين، عندها يجب إجراء تحليل إنشائيّ بناءً على الخصائص الديناميكية الفعلية للمنشأ المدروس، فيؤخذ بالحسبان تأثير القوى الناتجة عن أطوار اهتزاز المنشأ إضافة لتأثير الطور الأساسي الأول، وقد وجد أنّ تأثير أطوار الاهتزاز ماعدا الأول قد يصل إلى 25% من التأثير الكليّ للقصّ في المنشآت المرتفعة، بينما يصل إلى 15% في المنشآت متوسطة الارتفاع، وتأثيرها ضعيف في المنشآت غير المرتفعة، لقد وجد من التحليل الديناميكيّ الدقيق الذي يأخذ

بالحسبان تأثير أطوار الاهتزاز التي تلي الطور الأول، أنّ توزيع قوّة القصّ الكليّة V يمكن تمثيله بقوّة مركّزة F_i في أعلى المنشأ وقوى مركّزة عند مناسيب أسقف الطوابق بحيث تكون قيمها متناسبة طرداً مع ارتفاع المنسوب المعتمد عن الأساسات.

ثانياً: توزيع قوّة القصّ V على المستوى الأفقيّ:

توزّع القوّة الجانبيّة في الطابق الواحد على العناصر المقاومة للقوى الزلزاليّة على

الشكل الآتي:

1- إذا كان مركز ثقل الكتلة CM لمسقط الطابق المدروس لا ينطبق مع مركز صلابته CR فيشارك كلّ عنصر بأخذ قوّة جانبيّة ناتجة عن قوّة القصّ المباشر مع الأخذ بالحسبان تأثير عزم الفتل على تغير القوى الجانبيّة المطبّقة على العناصر المقاومة للقوى الأفقيّة، وذلك تبعاً لموقعها من مركز صلابة المسقط المدروس. يجب ألاّ تقلّ اللامركزية على كلّ حال عن 0,05 من بُعد البناء المتعامد مع اتّجاه قوّة القصّ القاعديّ حسب الاتّجاه المدروس.

2- في حال تطابق مركز ثقل الكتلة CM لمسقط الطابق المدروس مع مركز صلابته CR (منشآت متناظرة) يشارك كل عنصر بأخذ قوّة جانبيّة مساوية إلى قيمة صلابته منسوبة إلى مجموع صلابات العناصر المقاومة في هذا الطابق، مع ذلك يشترط الكود العربيّ السوريّ على أخذ تأثير عزم فتل إضافيّ ناتج عن لا مركزيّة لا تقلّ عن 0,05 من بُعد البناء المتعامد مع اتّجاه قوّة القصّ القاعديّ.

سُتوضح فيما يأتي طريقة توزيع حصّة المنسوب المدروس من قوّة القصّ القاعديّ على العناصر الإنشائيّة المقاومة.

يُلاحظ مما سبق أنّه في جميع الأحوال سيخضع كلّ عنصر في الجملة الإنشائيّة

المقاومة للقوى الأفقيّة لتأثير قوتين تُحسب كالآتي:

• الأولى ناتجة عن القصّ المباشر، أي بتأثير الانتقالات فقط من دون دورانات ويرمز

لها بـ V'_{xi} , V'_{yi} وذلك للاتّجاهين X , و Y على التوالي، وتعطى بالعلاقات الآتية:

$$V'_{xi} = \frac{K_{xi}}{\sum_{i=1}^n K_{xi}} \cdot V_x \quad ; \quad V'_{yi} = \frac{K_{yi}}{\sum_{i=1}^n K_{yi}} \cdot V_y \quad (14-3)$$

- الثانية ناتجة عن القص غير المباشر، أو الناتجة عن الفتل تعطى بالعلاقات:

$$V_{Xi}'' = \left(\frac{y_i \cdot K_{Xi}}{I_p} \right) \cdot M_{tx} \quad ; \quad V_{yi}'' = \left(\frac{X_i \cdot K_{yi}}{I_p} \right) \cdot M_{ty} \quad (15-3)$$

$$M_{tx} = V_x \cdot e_y \quad ; \quad M_{ty} = V_y \cdot e_x \quad (16-3)$$

e_x, e_y : هي قيم اللامركزيّة الناتجة عن عدم تطابق مركز كتلة المنشأ مع مركز صلابته وفق الاتّجاهين x, y على التوالي.

I_p : عزم العطالة القطبيّ لصلابة المنشأ بالكامل ويعطى وفق العلاقة:

$$I_p = \sum_{i=1}^n X_i^2 \cdot K_{yi} + \sum_{i=1}^n y_i^2 \cdot K_{xi} \quad (17-3)$$

x_i, y_i : إحداثيّات مركز صلابة العنصر الإنشائيّ i بالنسبة لمركز صلابة الكتلة CR . وبالتالي تعطى قيمة قوّة القص الكلّيّة التي يخضع لها العنصر الإنشائيّ المقاومة للقوى الأفقيّة بالعلاقتين الآتيتين وذلك من أجل كلّ من الاتّجاهين X و Y :

$$V_{Xi} = V'_{Xi} + V''_{Xi} \quad ; \quad V_{yi} = V'_{yi} + V''_{yi} \quad (18-3)$$

وهنا يجب أن نميّز الحالتين الآتيتين:

- حالة اللامركزيّة e بين مركز الكتلة ومركز الصلابة $e \leq 0,05L$ هنا تُجمع قيمة V'' بالقيمة المطلقة مع V' حسب الاتّجاه المدروس كما يلي:

$$V_i = V'_i + |V''_i| \quad (19-3)$$

L : بعد البناء بالاتّجاه المدروس.

- حالة اللامركزيّة بين مركز الكتلة ومركز الصلابة أكبر من $0,05L$ هنا تجمع قيمة V'' إذا كانت بقيمة موجبة وتهمل إذا كانت بقيمة سالبة أي:

$$V''_i > 0 \Rightarrow V_i = V'_i + V''_i \quad (20-3)$$

$$V''_i < 0 \Rightarrow V_i = V'_i \quad (21-3)$$

3-2-4-5 تأثير الفتل على البناء وفق الطريقة الستاتيكية المكافئة:

يساوي عزم الفتل التصميمي عند كل طابق العزم الناتج عن اللامركزيّة الأصليّة الناشئة بين القوى الجانبيّة المطبّقة عند المنسوب الذي يعلو الطابق المدروس ومركز صلابة الجملة الإنشائيّة المقاومة للقوى الأفقيّة في هذا الطابق، مع إضافة عزم طارئ

يساوي إلى القوة الزلزالية المطبقة مضروبة بالامركزية طارئة تساوي 5% من بعد البناء المتعامد مع اتجاه القوة أي:

$$e_{x1} = e_x \pm 5\% \cdot D_x \quad (22-3)$$

$$e_{y1} = e_y \pm 5\% \cdot D_y \quad (23-3)$$

$$M_x = V_x \cdot e_{y1} \quad (24-3)$$

$$M_y = V_y \cdot e_{x1} \quad (25-3)$$

بعد حساب القوى الجانبية الناتجة عن الزلزال في كل طابق نحسب الإزاحة الطابقية العظمى عند أحد طرفي المنشأ للطابق المدروس Δ_{max} ونقارنها مع متوسط الإزاحة لطرفي الطابق ذاته Δ_{avg} وإذا كان:

$$\Delta_{max} > 1,2\Delta_{avg} \quad (26-3)$$

حينها يصنف المنشأ غير منتظم على الفتل، ويجب تكبير اللامركزية الطارئة بالعامل الآتي:

$$1 \leq A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \cdot \delta_{avg}} \right)^2 \leq 3 \quad (27-3)$$

وتكون قيمة اللامركزية النهائية:

$$e_{x1} = e_x \pm A_x \cdot 5\% \cdot D_x \quad (28-3)$$

$$e_{y1} = e_y \pm A_x \cdot 5\% \cdot D_y$$

ولتوضيح كيفية حساب العامل A_x ، يبين الشكل (8-3) قيم الانتقالات الطابقية δ وللتأكد من عدم وجود حالة عدم انتظام على الفتل في الطابق الثاني مثلاً تُحسب الإزاحة الطابقية Δ_{max2} و Δ_{avg2} كما يلي:

$$\Delta_{L,2} = \delta_{L,2} - \delta_{L,1} \quad \Delta_{R,2} = \delta_{R,2} - \delta_{R,1}$$

$$\Delta_{max} = \max(\Delta_{L,2}, \Delta_{R,2})$$

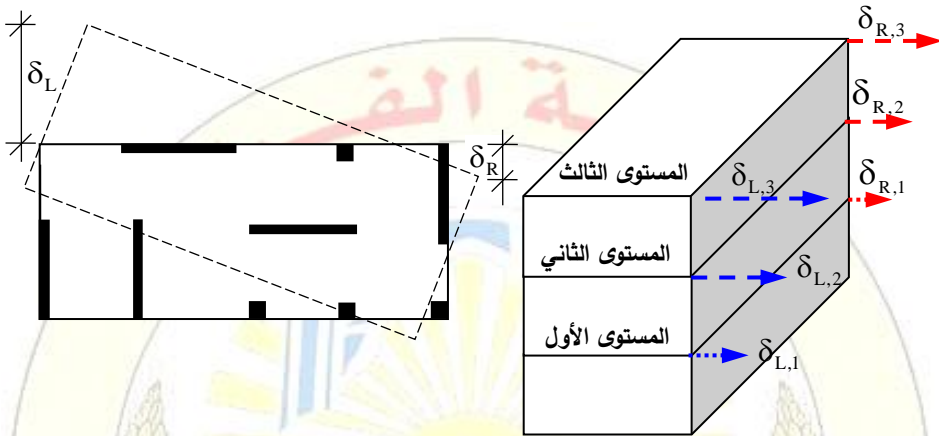
$$\Delta_{avg} = \frac{\Delta_{L,2} + \Delta_{R,2}}{2}$$

إذا كان $\Delta_{max} > 1,2\Delta_{avg}$ هذا يعني يوجد عدم انتظام على الفتل، ويجب حساب عامل التكبير A_x ومن ثم تصعيد اللامركزية الطارئة به كما يلي:

$$\delta_{avg} = \frac{\delta_L + \delta_R}{2} \Rightarrow 1 \leq A_X = \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \cdot \delta_{avg}} \right)^2 \leq 3$$

$$e_{xI} = e_x \pm A_X \cdot 5\% \cdot D_x$$

$$e_{yI} = e_y \pm A_X \cdot 5\% \cdot D_y$$



الشكل (8-3) عامل تكبير اللامركزية الطارئة بسبب الانتقالات في المسقط الأفقي والناجمة عن الفتل

6-2-3 الفواصل الزلزالية:

تتطلب بعض المباني حسب تكوينها المعماري إما فواصل تمدد ، أو فواصل هبوط، أو فواصل لتحقيق الشروط الإضافية التي تستدعيها الدراسة الإنشائية على القوى الزلزالية الأفقية (يمكن العودة للفقرة 1-4-2 من هذا الكتاب)، وهذا يعني أن المنشأ سيصبح مؤلفاً من أكثر من كتلة منفصلة إنشائياً، وسابقاً لدى دراسة المنشآت على الحمولات الشاقولية فقط كان يكفي وجود مسافة لا تقل عن 3cm وعملياً تُنفذ مسافة 5cm بين كل كتلتين متجاورتين، لكن بعد إدخال أثر التصميم الزلزالي أصبح لابد من تأمين مسافة كافية بين الكتل المتجاورة يُطلق عليها اسم سعة أو اتساع الفاصل الزلزالي، عند تعرض المنشأ لقوى أفقية زلزالية تهتز الكتل المتجاورة وتتولد فيها انتقالات أفقية، فإذا كان عرض الفاصل بين الكتلتين المتجاورتين غير كافٍ، فإنَّ الكتلتين المتجاورتين أثناء اهتزازهما لاتجاهين متعاكسين يحدث بينهما حالة تصادم تُدعى بحادثة الطُرق، وينجم عن ذلك قوى إضافية مختلفة القيم، وقد تؤدي هذه الحادثة لتهديم موضعي تفقد بسببه بعض العناصر الإنشائية، أو كامل المنشأ استقراره.

تزداد خطورة هذه الظاهرة إذا كانت مناسيب البلاطات في الكتلة الأولى مختلفة عن مناسيب البلاطات في الكتلة الثانية، لهذا السبب وجب على المهندس المصمم حساب السعة الكافية لهذه الفواصل والتي تمنع حادثة الطرق.

يرتبط اتساع الفاصل بكلٍ من طول كتلة المبنى بالاتجاه المعامد للفاصل وكذلك ارتفاع الكتلة المجاورة للفاصل وتحسب بحيث تسمح بحدوث انتقال أعظمي δ_M ناتج عن الاستجابة اللامرنة، وتُحدد قيمته في المواقع الحرجة مع الأخذ بالحسبان الانتقالات الفتلية للمنشأ والناجمة عن تضخيم الفتل وذلك من العلاقة:

$$\delta_M = \frac{C_d \cdot \delta_{max}}{I}$$

δ_{max} : الانتقال المرن الأعظمي في الموقع الحرج.

C_d : عامل تضخيم الانتقال ويساوي 5 من أجل جملة جدران قصية (الجدول ج- 10- هـ صفحة 243 من ملحق 2/ حالة جدران قصية خاصة).

I : معامل أهمية المنشأ.

تُحسب السعة الدنيا لفاصل بين كتلتين من المنشأ وفق العلاقة:

$$\delta_{MT} = \sqrt{\delta_{M1}^2 + \delta_{M2}^2} \geq 30 \text{ mm}$$

$$\delta \geq \delta_{MT}$$

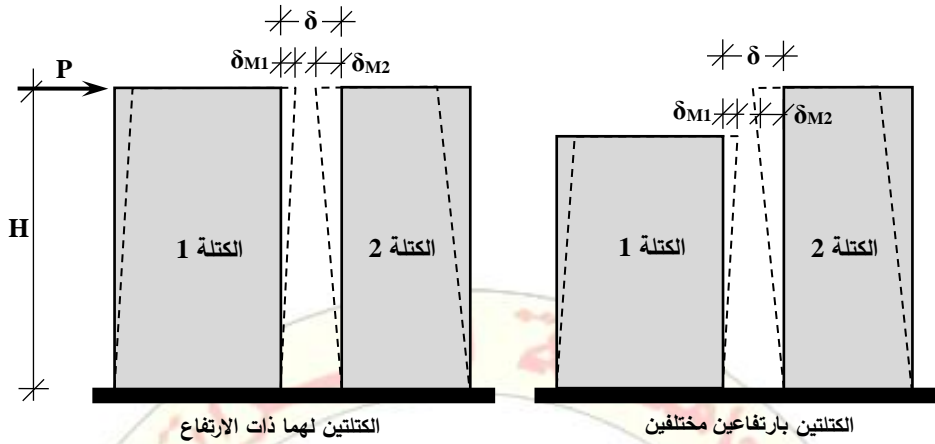
$\delta_{M1}; \delta_{M2}$: السهمين الأفقيين الأعظميين للكتلتين المتجاورتين وذلك في حال تساوي ارتفاع الكتلتين، كما في الشكل (3-9)، وفي حال اختلاف ارتفاع الكتلتين على جانبي الفاصل فتطبق العلاقة الخيرة مع ملاحظة قيمة السهمين الأفقيين عند منسوب اعلى الكتلة المنخفضة.

يجب تحديد قيمة δ_M السهم الأفقي (المستعمل في علاقة حساب سعة الفاصل)، في مرحلة الاستثمار، لذلك لا بد من تعديل قيمته لأنه ناتج عن القوة الزلزالية المصعدة ضمناً، وذلك وفق العلاقة الآتية:

$$\delta_M = 0,7 \cdot R \cdot \delta_s$$

R : عامل المطاوعة ويدعى أيضاً عامل تعديل القوة الزلزالية.

δ_s : السهم الأفقي المرن الناتج عن الحمولة الزلزالية.



الشكل (9-3) اتساع الفاصل الزلزالي

7-2-3 تراكيب الأحمال في حالة الحد الأقصى:

تُصمَّم المنشآت الخرسانية وكافة الأجزاء المكوّنة لها بحيث تقاوم أكثر التأثيرات خطورة من التراكيب الآتية:

$$U_1 = 1,4 \cdot DL + 1,7 \cdot LL \quad (29-3)$$

$$U_2 = 1,32 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E + 1,1 \cdot (f_1 \cdot LL + f_2 \cdot S) \quad (30-3)$$

$$U_3 = 0,99 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E \text{ OR } 1,3 W \quad (31-3)$$

DL: الأحمال الناتجة عن الحمولات الرأسية الدائمة (الميتة).

LL: الأحمال الناتجة عن الحمولات الرأسية الإضافية (الحية).

S: الأحمال الناتجة عن الثلج، وتهمل الحمولات الثلجية عندما تقل قيمتها عن 1,5 kN/m²، كما تمثل W: حمولة الرياح.

f₁: ثابت يساوي الواحد للأسقف في المواقع ذات التجمّعات العامّة، وفي الأماكن التي تتجاوز فيها الأحمال الإضافية 5kN/m² والأحمال الإضافية لمرائب السيارات، أما الأحمال حتى 5kN/m² ضمناً فتؤخذ f₁ = 0,5.

f₂: وتساوي 0,7 للأسقف النهائية ذات الأشكال الخاصة (مثل سقف سنّ المنشار) والتي لا تسمح بطرح الحمولات الثلجية بعيداً عن المنشأ (أي لا يمكن التخلص منها)، وتساوي 0,2 لباقي الأشكال من الأسقف النهائية.

مثلاً تؤخذ قيمة $f_1 = 0,5$ في الأبنية السكنية العادية حيث الحمولة الحية 2 kN/m^2 في الغرف، والحمولة الحية 4 kN/m^2 على الشرفات والحمولة الحية 3 kN/m^2 على الأدراج، وتصبح معادلة التركيب الثاني بالشكل:

$$U_2 = 1,32 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E + 0,55 \cdot LL$$

E: تمثل الأفعال الناتجة عن الزلزال وتحدّد بالعلاقة:

$$E = \rho \cdot E_h + E_v \quad (32-3)$$

E_h : تمثل الأفعال الناتجة عن المركبة الأفقية للزلزال والمحدّدة بقوة القصّ القاعدي V.

E_v : تمثل الأفعال الناتجة عن المركبة الشاقولية للزلزال وتُحسب من العلاقة الآتية:

$$E_v = 0,5 \cdot C_a \cdot I \cdot DL \quad (33-3)$$

وتتم إضافة قيمتها لتأثير الحمولات الميتة DL (قوة ناظمية أو عزم انعطاف أو قص... الخ) وذلك في حالة الحد الأقصى.

ρ : معامل الوثوقية ودرجة عدم التقرير وهو عامل تكبير لقوة القصّ القاعدي المحسوبة سابقاً بالمعامل ρ الذي يتعلق بنوع الجملة الإنشائية، يعطى بالعلاقة:

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6,1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \leq 1,5 \quad (34-3)$$

A_B : مساحة الطابق الأرضي مقدره بالمرتر المربع.

$$r_{\max}: \text{القيمة الأكبر لـ } r_i \text{ في الثلثين السفليين من البناء: } r_{\max} = \frac{V_i}{V}$$

أكبر قص لأي عنصر

$$r_{\max} = \frac{\text{القص الكلي في الطابق}}{\text{أكبر قص لأي عنصر}}$$

r_i : تمثل قيمة القصّ النسبية للعنصر الأكثر تعرّضاً للقصّ في الطابق i وتساوي قيمة القصّ في هذا العنصر منسوبة لقوة القصّ الإجمالية التي يتعرّض لها هذا الطابق في الاتجاه المدروس V_x .

V_i : للإطارات المقاومة للزوم تساوي القصّ الأعظمي لمجموع قوى القصّ في العمودين لإطار فتحة واحدة، أو مجموع قوى القصّ في عمود طرفي و 70% من قوّة القصّ للعمود المجاور، أو 70% من مجموع قوى القصّ لعمودين داخليين متجاورين يحصران فتحة.

V_i : للجران القصية تساوي $(3V_i/L_w)$ (أي قيمة القص في الجدار مضروبة بالعامل $3/L_w$).

L_w : طول الجدار القصي.

تؤخذ قيمة معامل الوثوقية مساوية للواحد إذا وقع المنشأ في المناطق الزلزالية 0, 1, 2، أو عند حساب الازاحة وتحققها في المنطقتين 3, 4.

وفي حال حساب قيمته يجب ألا تقل عن الواحد ولا تزيد عن 1,5 أي: $1 \leq \rho \leq 1,5$ وفي الجمل الإنشائية المؤلفة من إطارات خاصة مقاومة للعزوم، يجب أن يتحقق: $\rho \leq 1,25$ وإذا زادت عن هذه القيمة فيجب زيادة عدد الفتحات لضمان تحقق القيمة 1,25.

بالتعويض في علاقات التراكيب لقيمة E_v ينتج العلاقات الآتية:

$$U_2 = 1,32 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E + 1,1 \cdot f_1 \cdot LL$$

$$U_2 = 1,32 \cdot DL \pm 1,1 \cdot (\rho \cdot E_h + E_v) + 1,1 \cdot f_1 \cdot LL$$

$$U_2 = 1,32 \cdot DL \pm 0,55 \cdot C_a \cdot I \cdot D \pm 1,1 \cdot \rho \cdot E_h + 1,1 \cdot f_1 \cdot LL$$

$$E = \rho \cdot E_h + E_v$$

$$E_v = 0,5 \cdot C_a \cdot I \cdot DL$$

وحيث:

$$U_{2-1} = [1,32 + 0,55 \cdot C_a \cdot I] \cdot DL + 1,1 \cdot f_1 \cdot LL \pm 1,1 \cdot \rho \cdot E_h$$

$$U_{2-2} = [1,32 - 0,55 \cdot C_a \cdot I] \cdot DL + 1,1 \cdot f_1 \cdot LL \pm 1,1 \cdot \rho \cdot E_h$$

$$U_3 = 0,99 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E$$

$$U_3 = 0,99 \cdot DL \pm 0,55 \cdot C_a \cdot I \cdot DL \pm 1,1 \cdot \rho \cdot E_h$$

$$U_{3-1} = (0,99 + 0,55 \cdot C_a \cdot I) \cdot DL \pm 1,1 \cdot \rho \cdot E_h$$

$$U_{3-2} = (0,99 - 0,55 \cdot C_a \cdot I) \cdot DL \pm 1,1 \cdot \rho \cdot E_h$$

والنتيجة أربعة تراكيب أحمال تتضمن تأثير الزلازل لكل حالة تحميل.

يبين الشكل (3-10) وجود ثمانية حالات تحميل، وفي كل حالة تحميل لدينا أربعة

تراكيب يدخل فيها أثر الزلازل إضافة إلى تركيب الأحمال الشاقولية.

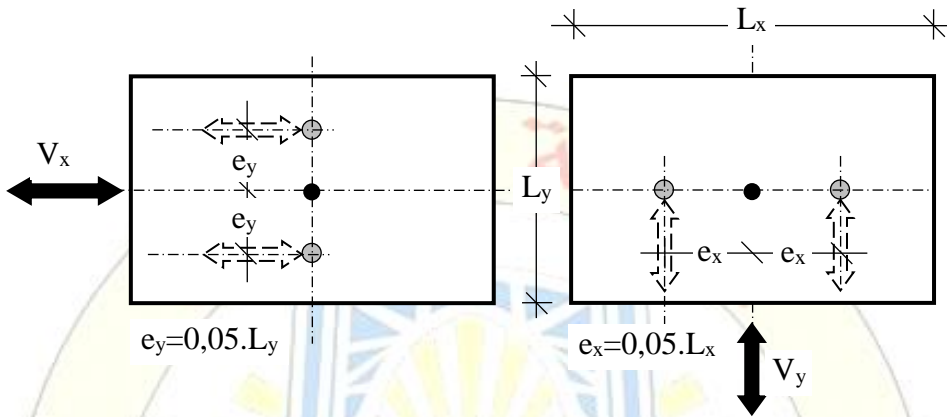
فيما يأتي مثال عن تحديد التراكيب لعدد من أنواع الترب والمنشآت في مدينة حلب:

1- الأبنية السكنية وجميع الأبنية التي حمولاتها الحية تساوي أو تقل عن 500kg/m^2

نموذج المقطع الشاقولي للتربة صخري S_A ، إجهاد مسموح $4,5\text{kg/cm}^2$ ، منطقة

زلزالية $2C$: أي $Z = 0,25 \leftarrow C_a = 0,2$; $f_1 = 0,5$; $\rho = 1$; $I = 1$ ، وبالتعويض ينتج:

التركيب U ₂	التركيب U ₃
$U_{2-1} = 1,43 \cdot DL + 0,55 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$	$U_{3-1} = 1,1 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$
$U_{2-2} = 1,21 \cdot DL + 0,55 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$	$U_{3-2} = 0,88 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$



الشكل (10-3) اللامركزيات الإضافية واتجاهاتها

2- الأبنية السكنية وجميع الأبنية التي حمولاتها الحية تساوي أو تقل عن 500kg/m^2

نموذج المقطع الشاقولي للتربة صخري S_B ، إجهاد مسموح $3,5\text{kg/cm}^2$ ، منطقة زلزالية $2C$: أي $Z = 0,25 \leftarrow C_a = 0,25$; $f_1 = 0,5$; $\rho = 1$; $I = 1$ ، وبالتعويض ينتج:

التركيب U ₂	التركيب U ₃
$U_{2-1} = 1,46 \cdot DL + 0,55 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$	$U_{3-1} = 1,13 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$
$U_{2-2} = 1,18 \cdot DL + 0,55 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$	$U_{3-2} = 0,85 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$

من أجل مقاطع التربة S_C ، S_D ، S_E يمكن الرجوع إلى المعادلات الأساسية وإجراء التعويض للحصول على تراكيب الحمولات المطلوبة.

3- المنشآت (مستودعات) التي حمولاتها الحية أكبر من 500kg/m^2

نموذج المقطع الشاقولي للتربة صخري S_A ، إجهاد مسموح $4,5\text{kg/cm}^2$ ، منطقة زلزالية $2C$: أي $Z = 0,25 \leftarrow C_a = 0,2$; $f_1 = 1$; $\rho = 1$; $I = 1$ ، وبالتعويض ينتج:

التركيب U ₂	التركيب U ₃
$U_{2-1} = 1,43 \cdot DL + 1,1 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$	$U_{3-1} = 1,1 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$

التركيب U ₂	التركيب U ₃
$U_{2-2} = 1,21 \cdot DL + 1,1 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$	$U_{3-2} = 0,88 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$

4- المنشآت (مستودعات) التي حمولاتها الحية أكبر من 500kg/m^2 : نموذج المقطع الشاقولي للتربة صخري S_B ، إجهاد مسموح $3,5\text{kg/cm}^2$ ، منطقة زلزالية $2C$: أي $I=1; \rho=1; f_1=1; C_a=0,25 \Leftarrow Z=0,25$ وبالتعويض ينتج:

التركيب U ₂	التركيب U ₃
$U_{2-1} = 1,46 \cdot DL + 1,1 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$	$U_{3-1} = 1,13 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$
$U_{2-2} = 1,18 \cdot DL + 1,1 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$	$U_{3-2} = 0,85 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$

من أجل مقاطع التربة S_E, S_D, S_C يمكن الرجوع إلى المعادلات الأساسية وإجراء التعويض للحصول على تراكيب الحمولات المطلوبة.

3-2-8 تراكيب الأحمال في مواقع تراكب عزوم الانعطاف وقوى القص:

في المواقع التي يحصل فيها تراكب لعزوم الانعطاف وقوى القص الناتجة عن الإزاحة التصميمية δ_u ، مع العزوم وقوى القص المصعدة الناتجة عن قوى الجاذبية في عنصر الاطار، يجب استعمال تركيب الأحمال الآتي:

$$1,2 \cdot DL + 1 \cdot LL + 1 \cdot E$$

$$0,9 \cdot DL \pm 1 \cdot E$$

أو التركيب

أيهما أكثر حرجاً، ويجب السماح بتخفيض قيمة عامل الحمل الحي LL ليصبح $0,5$ باستثناء المرائب، والمساحات التي تحصل فيها تجمعات عامة، وجميع المناطق التي يكون فيها الحمل الحي LL أكبر من 480kg/m^2 .

3-3 شروط الاستغناء عن دراسة المنشآت على الزلزال:

لقد ورد في الكود الأساس (الفقرة 7-11-2 البند 5 ص 186) أنه يمكن الاستغناء عن الحساب لمقاومة الزلزال للمباني العادية المصبوبة بالمكان، حيث أن التباعد بين الأعمدة لا يتجاوز 6m بالاتجاهين والتي تكون جعلها الإنشائية شبه متناظرة ومنتظمة، مركز القساوة لا يبعد عن مركز الكتل بأكثر من $0,1$ من بعد المبنى في الاتجاه المتعامد لتأثير الزلزال المدروس وذلك في الحالات الآتية:

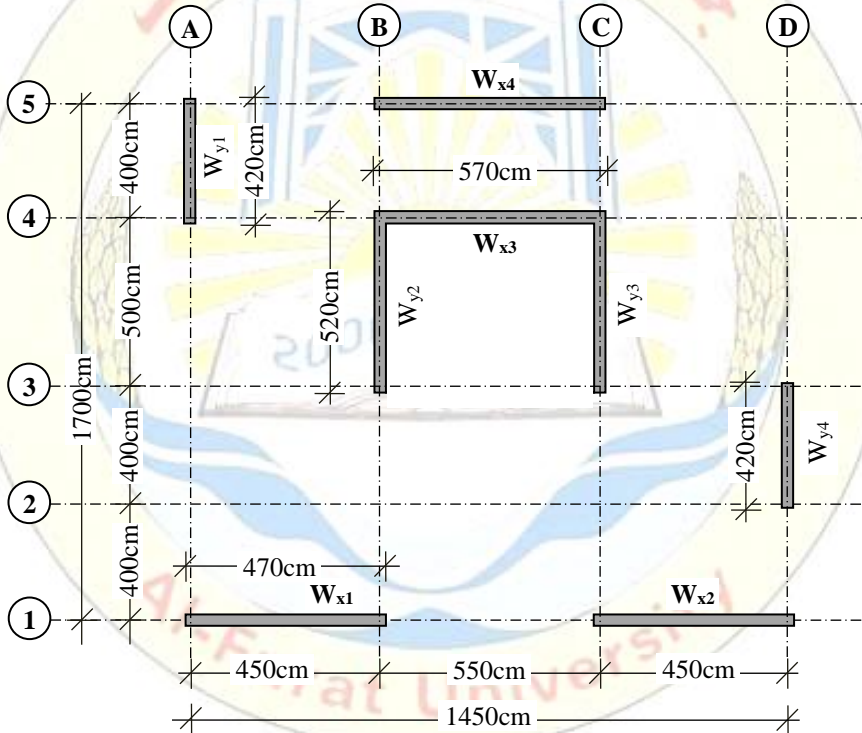
- 1- في المناطق الزلزالية 1, 0 شريطة ألا يزيد الارتفاع الكلي للمبنى المدروس مقاساً من منسوب السطح العلويّ للأساس على 8,5m في حال عدم استعمال جدران قصية بالاتجاهين، وعلى 15m في حال استعمال جدران قصية بالاتجاهين.
- 2- في حال وجود جدران استنادية مسلحة على كامل محيط المبنى ولا يتخللها فاصل تمدد أو فاصل هبوط، فيمكن أخذ الارتفاع المذكور في البند 1 أعلاه مقاساً على أن يكون من سقف القبو، كما يشترط في تطبيق الاستثناءات المذكورة أعلاه، لحالة وجود جدران قصية، أن يتم وضع جدارين قصيين على الأقل بكل اتجاه ومتناظرين قدر الإمكان، وبأطوال لا تقل عن ما هو منصوص عليه باشتراطات أطوال الجدران القصية (الجدول 2-4، الفصل الرابع من هذا الكتاب).
- 3- في جميع الحالات السابقة يجب ألا تزيد النسبة بين ارتفاع المبنى إلى أدنى بعد في مسقطه الأفقيّ على 2,5 وذلك للاستغناء عن الحسابات الزلزالية.
- 4- عندما يتم إهمال الاطارات في مقاومة الزلزال، وتحمل كامل الأحمال الزلزالية للجدران القصية، تُعامل هذه الإطارات كإطارات عادية.

(1-3) مسألة على حساب قوى القص الناتجة عن الزلزل

وتوزيعها على الجدران القصية وفق الطريقة الستاتيكية المكافئة

يبين الشكل مسقط لجملة إنشائية مقاومة للقوى الأفقية الزلزالية في مبنى مستودع يقع في المنطقة الزلزالية الثانية 2A، إذا علمت أن إجهاد التربة المسموح $\bar{\sigma}_{Soil} = 3 \text{ kg/cm}^2$ ، المبنى مؤلف من أربعة طوابق ويبلغ الارتفاع الطابقي 360cm، منسوب التأسيس على عمق 150cm- من منسوب الأرض الطبيعية، بافتراض ارتفاع الأساسات 50cm، سماكة جميع الجدران 20cm، الحمولة غير المصعدة على متر مربع من البلاطات بما فيها حمولات كافة العناصر التي تستند على الجدران من دون الوزن الذاتي للجدران القصية $W_{DL} = 1445 \text{ kg/m}^2$ ، والحمولة الإضافية $W_{LL} = 500 \text{ kg/m}^2$ ، المقاومة المميزة الأسطوانية لضغط الخرسانة بعد 28 يوم $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ، إجهاد الخضوع للفولاذ الطولي والعرضي $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ ، كما أن مركز ثقل البناء يقع في مركز الشكل الهندسي للمسقط والمطلوب:

- حساب مركز صلابة المبنى، وقوة القص القاعدي اعتماداً على الدور التحليلي.
- حساب عزوم القتل وتوزيعها على المستوى الرأسي.
- حساب حصة الجدار W_{x1} من قوة القص القاعدي.
- حساب عزوم القتل موزعة على كافة الطوابق.
- استنتاج تراكيب الأحمال الأساسية والثانوية الواجب اعتمادها في التصميم.
- حساب الجهود التي يخضع لها الجدار W_{x1} بناءً على التركيب الأساسي الأول، وأحد التراكيب الحاكمة المستنتجة من التركيب الثاني ورسم كافة المخططات (قوى محورية للتركيب الأول والثاني، عزم انعطاف قوى قاطعة للتركيب الثاني).



الشكل (11-3) مسقط جملة إنشائية مقاومة للقوى الأفقية الزلزالية مؤلفة من جدران قصية

الحل:

قبل البدء بتحديد مركز صلابة المبنى وفق التوزيع المقترح للجدران القصية لابد من التأكد من تحقيق الاشتراطات البعدية الخاصة بسماكة الجدران وطول مقطعها العرضي ويلاحظ أن جميع الجدران ذات سماكة 20cm كما أن عدم وجود طابق أفقية يجعل سماكة

الجدران الخارجية على محيط البناء مقبولاً وإلا فيجب ألا تقل السماكة عن 25cm، أما فيما يخص طول الجدران في مقطعها العرضي فوفق البند 7 من الفقرة ٧-٥-٢ من الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة الطبعة الخامسة المنقحة 2020 (ك. ع. س) فيفضل ألا يقل طول الجدار القصي (عمق القطع العرضي الأفقي) من دون فتحات عن 1/10 من الارتفاع الكلي للجدار إلا إذا تحققت السهوم، ويمكن الاعتماد على القيم الواردة في الجدول المحدد في نفس الفقرة كدليل للمهندس على اعتماد أطوال المقاطع العرضية للجدران القصية على أن يتم زيادة هذه القيم في حال وجود فتحات.

$$H = 360 \cdot 4 + 150 - 50 = 1540 \text{ cm} = 15,4 \text{ m}$$

$$20 \text{ m} \geq H = 15,4 \text{ m} > 10 \text{ m} \Rightarrow L \geq \frac{H}{5,5}$$

$$L = 400 + 20 = 420 \text{ cm} > \frac{1540}{5,5} = 280 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

1- حساب مركز صلابة المبنى:

تعطى علاقتي حساب فاصلة مركز الصلابة بالشكل:

$$X_{CR} = \frac{\sum_{j=1}^m X_j \cdot K_{yj}}{\sum_{j=1}^m K_{yj}} ; Y_{CR} = \frac{\sum_{j=1}^m Y_j \cdot K_{xj}}{\sum_{j=1}^m K_{xj}}$$

يُحدد بدايةً مبدأً لجملة محاور إحداثية ديكارتية وهمية، ولتكن في الزاوية السفلية اليسارية من المسقط، كما في الشكل من أجل تحديد فاصلة وترتيب مركز صلابة كل جدار بالنسبة لمبدأ الإحداثيات، وبافتراض الجدران ذات مقطع مستطيع فإن مركز صلابتها ينطبق على مركز ثقلها.

X_{CR} : فاصلة مركز صلابة المنشأ، Y_{CR} : ترتيب مركز صلابة المنشأ.

X_j : فاصلة الجدار المدروس، Y_j : ترتيب الجدار المدروس.

m : عدد الجدران المقترح للجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية.

K_{xj} : ثابت صلابة الجدار (j) باتجاه المحور X.

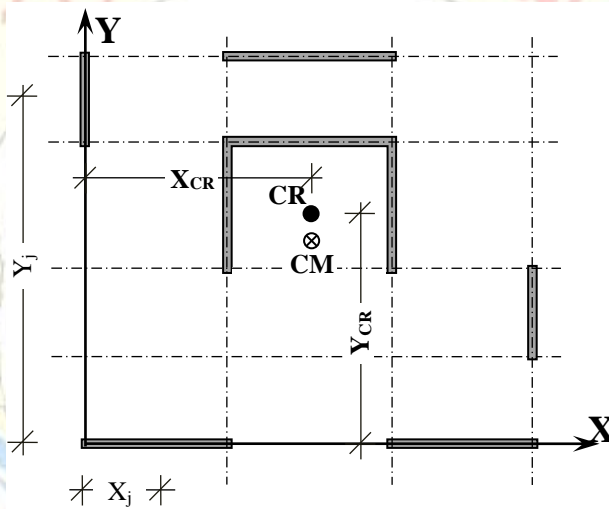
K_{yj} : ثابت صلابة الجدار (j) باتجاه المحور Y.

يُشكل جدولين بأبعاد الجدران مع تحديد سلوكها وفق النسبة H/L وحساب صلابتها وفق إحدى العلاقتين أدناه، وذلك للجدران الموازية للمحور X وآخر للجدران الموازية لـ Y :

$$K = \frac{3 \cdot EI}{H^3} \quad \text{من أجل } \frac{H}{L} > 4 \quad \text{يسيطر سلوك الانعطاف على شكل تشوّه الجدار}$$

وفي حال $\frac{H}{L} \leq 4$ يسيطر كل من سلوك القصّ والانعطاف على تشوّه الجدار، وتُحسب

$$K = \frac{E}{\left(\frac{H^3}{3I}\right) + \left(\frac{2,88H}{A}\right)} \quad \text{صلابة الجدار من العلاقة:}$$



جدول بيانات الجدران الموازية للمحور X

الجدار	b (cm)	L(cm)	H/L	سلوك الجدار
W_{x1}	20	470	$3,28 < 4$	على الانعطاف والقصّ
W_{x2}	20	470	$3,28 < 4$	على الانعطاف والقصّ
W_{x3}	20	570	$2,7 < 4$	على الانعطاف والقصّ
W_{x4}	20	570	$2,7 < 4$	على الانعطاف والقصّ

جدول بيانات الجدران الموازية للمحور Y

الجدار	b (cm)	L(cm)	H/L	سلوك الجدار
W_{y1}	20	420	$3,67 < 4$	على الانعطاف والقصّ
W_{y2}	20	520	$2,96 < 4$	على الانعطاف والقصّ

الجدار	b (cm)	L(cm)	H/L	سلوك الجدار
W _{y3}	20	520	2,96<4	على الانعطاف والقص
W _{y4}	20	420	3,67<4	على الانعطاف والقص

تُحسب الخصائص الهندسية وصلابة الجدران وفق الاتجاه X، والاتجاه Y مع توضيح حساب صلابة أحد الجدران بكل اتجاه.

$$E \text{ (MPa)} = 5700 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$E \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 18000 \cdot \sqrt{f'_c} = 18000 \cdot \sqrt{200} = 254558,44 \text{ kg/cm}^2$$

حساب صلابة الجدار W_{x1} باتجاه المحور X:

$$A = 0,2 \cdot 4,7 = 0,94 \text{ m}^2$$

$$I_y = \frac{b \cdot \ell^3}{12} = \frac{0,2 \cdot (4,7)^3}{12} = 1,7304 \text{ m}^4$$

$$\frac{H}{L} = 3,28 < 4 \Rightarrow K = \frac{E}{\left(\frac{H^3}{3I}\right) + \left(\frac{2,88H}{A}\right)}$$

$$K_{x(w_{x1})} = \frac{E}{\left(\frac{H^3}{3 \cdot I_y}\right) + \left(\frac{2,88 \cdot H}{A}\right)} = \frac{254558,44}{\left(\frac{1540^3}{3 \cdot 1,7304 \cdot 10^8}\right) + \left(\frac{2,88 \cdot 1540}{0,94 \cdot 10^4}\right)}$$

$$K_{x(w_{x1})} = 33908 \text{ kg/cm}$$

الجدار	A (m ²)	I _y (m ⁴)	Y _j (cm)	K _x (kg/cm)	K _x · Y _j
W _{x1}	0,94	1,7304	0	33908	0
W _{x2}	0,94	1,7304	0	33908	0
W _{x3}	1,14	3,0866	1300	58744,28	76367568,15
W _{x4}	1,14	3,0866	1700	58744,28	99865281,43

$$\Sigma I_y = 9,6339 \text{ m}^4$$

$$\Sigma K_x = 185304,56 \text{ kg/cm}$$

$$\Sigma K_x \cdot Y_j = 176232849,57 \text{ kg}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum_{j=1}^m Y_j \cdot K_{xj}}{\sum_{j=1}^m K_{xj}} = \frac{176232849,57}{185304,56} = 951,04 \text{ cm}$$

حساب صلابة الجدار W_{y1} باتجاه المحور Y :

$$A = 0,2 \cdot 4,2 = 0,84 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{b \cdot \ell^3}{12} = \frac{0,2 \cdot (4,2)^3}{12} = 1,2348 \text{ m}^4$$

$$\frac{H}{L} = 3,67 < 4 \Rightarrow K = \frac{E}{\left(\frac{H^3}{3I}\right) + \left(\frac{2,88H}{A}\right)}$$

$$K_{y(w_{y1})} = \frac{E}{\left(\frac{H^3}{3 \cdot I_x}\right) + \left(\frac{2,88 \cdot H}{A}\right)} = \frac{254558,44}{\left(\frac{1540^3}{3 \cdot 1,2348 \cdot 10^8}\right) + \left(\frac{2,88 \cdot 1540}{0,84 \cdot 10^4}\right)}$$

$$K_{y(w_{y1})} = 24506,80 \text{ kg/cm}$$

الجدار	A (m ²)	I _x (m ⁴)	X _j (cm)	K _y (kg/cm)	K _y · X _j
W _{y1}	0,84	1,2348	0	24506,80	0.00
W _{y2}	1,04	2,3435	450	45283,65	20377642,46
W _{y3}	1,04	2,3435	1000	45283,65	45283649,91
W _{y4}	0,84	1,2348	1450	24506,80	35534853,86

$$\sum I_x = 7,1565 \text{ m}^4$$

$$\sum K_y = 139580,89 \text{ Kg/cm}$$

$$\sum K_y \cdot X_j = 101196146,22 \text{ kg}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum_{j=1}^m X_j \cdot K_{yj}}{\sum_{j=1}^m K_{yj}} = \frac{101196146,22}{139580,89} = 725 \text{ cm}$$

$$X_{CM} = \frac{1450}{2} = 725 \text{ cm} \quad ; \quad Y_{CM} = \frac{1700}{2} = 850 \text{ cm}$$

$$e_x = X_{CR} - X_{CM} = 0$$

$$e_Y = Y_{CR} - Y_{CM} = 951 - 850 = 101 \text{ cm}$$

إنَّ عدم انطباق مركز القساوة أو الصلابة لكتلة المبنى مع مركز ثقله يؤدي لنشوء ظاهرة النقل، أي خضوع الكتلة لدوران حول محاور مارة من مركز الصلابة تحت تأثير قوة القص القاعدي، كما يعدّ التناظر الإنشائي محققاً إذا تمَّ التأكد بأنَّ المسافة الأفقيّة ما بين مركز ثقل الأحمال الرأسيّة، ومركز قساوة المنشأ في مقطع أفقي يمر من كافة الفتحات لا تتجاوز 0,05 من بُعد الكتلة في كل اتجاه أي:

$$e_x \leq 0,05 \cdot L_x \Rightarrow 0 < 0,05 \cdot 14,7 = 0,735 \text{ m} \dots \text{ok}$$

$$e_y \leq 0,05 \cdot L_y \Rightarrow 1,01 > 0,05 \cdot 17,2 = 0,86 \text{ m} \dots \text{Not ok}$$

وبالتالي الكتلة تتعرض لعزم فتل، ستُحسب بدايةً قوّة القصّ القاعديّ، وسينتج عنها ما يسمى بالقصّ المباشر، أما وجود عزم فتل فسيولد قوى قصّ على الجدران تدعى "قوى القصّ غير المباشر".

2- حساب قوّة القصّ القاعديّ اعتماداً على الدور التجريبيّ:

تُعطى علاقة قوّة القصّ القاعدي وفق الطريقة الستاتيكيّة المكافئة وفق الآتي:

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \cdot W$$

على أن تتحقق المتراجحة الآتية طالما أن المنطقة الزلزالية هي أدنى من الرابعة:

$$V_{\min} = 0,11 \cdot C_a \cdot I \cdot W \leq V \leq V_{\max} = \frac{2,5 \cdot C_a \cdot I}{R} \cdot W$$

يُحدّد تصنيف التربة من الجدول (2-3) ص 50 من الملحق وبافتراض

$$\bar{\sigma}_{\text{soil}} = 3 \text{ kg/cm}^2, \text{ يمكن اعتماد صنف المقطع الشاقولي } S_C.$$

من الجدول (1-3) ص 50 من ملحق الكود /2/ يتبين أن المنطقة الزلزالية هي الثانية 2A، ومنه $Z=0,15$ معامل الشدة الزلزالية.

C_a, C_v : معاملين زلزاليين يأخذان بالحسبان زلزالية المنطقة وشروط تربة الموقع وهي من النوع S_C ، تحدّد قيمة المعامل C_a من الجدول (3-9) ص 62 من ملحق الكود /2/، وقيمة المعامل C_v من الجدول (3-10) ص 62 من ملحق الكود /2/.

$$\left. \begin{array}{l} Z = 0,15 \\ S_C \end{array} \right\} \rightarrow C_a = 0,18; C_v = 0,25$$

I=1: معامل أهميّة المنشأ، يؤخذ من الجدول (3-3) ص 52 من ملحق الكود /2.
 R=4,5: معامل الممطوليّة، يؤخذ من الجدول (1-4) ص 85 في ملحق الكود /2.
 T: الدور الأساسي للمنشأ في الاتجاه المدروس، وورد في ك. ع. س طريقة تقريبية وتحليلية لتحديد قيمته، في البداية سيُعمد على الطريقة التقريبية لحين حساب قوّة القصّ القاعديّ وفق الاتجاه المدروس وحساب حصة كل جدار على المستوي الأفقي والرأسي، ليتسنى فيما بعد حساب الدور التحليلي.

يُحسب الدور الأساسي التقريبي للمنشأ مهما كان نوع الجملة الإنشائية بالعلاقة:

$$T_i = C_i \cdot (h_n)^{3/4}$$

h_n : ارتفاع كامل المنشأ مقاساً من القاعدة وحتى أعلى منسوب (المنسوب n) مقاساً بالمتر.

C_i : ثابت تؤخذ قيمته حسب نوع الجملة الإنشائية وحالة جملة جدران قصية
 $C_i=0,0488$.

$$T_{ix} = T_{iy} = 0,0488 \cdot (15,4)^{3/4} = 0,379 \text{ Sec}$$

W: الحمل الزلزالي ويساوي مجموع الأوزان الميتة + نسبة مئوية من الأحمال الحية والمبنى المدروس هو مستودع فتؤخذ 25% من الأحمال الحية.

$$L_x = 4,5 \cdot 2 + 5,5 + 0,2 = 14,7 \text{ m}$$

$$L_y = 4 \cdot 3 + 5 + 0,2 = 17,2 \text{ m}$$

يبلغ الطول الإجمالي للجدران:

$$\sum \ell_w = 2 \cdot 470 + 2 \cdot 570 + 2 \cdot 420 + 2 \cdot 520 = 3960 \text{ cm}$$

وزن الجدران لكل من الطوابق (ثالث، ثاني، أول) حيث ارتفاع الطابق 360cm:

$$0,2 \cdot 3,6 \cdot 39,60 \cdot 2500 = 71280 \text{ kg}$$

وزن الجدران في الطابق الأرضي حيث ارتفاع الطابق 460cm:

$$0,2 \cdot 4,6 \cdot 39,60 \cdot 2500 = 91080 \text{ kg}$$

الوزن الطابقي لكل من الطوابق (ثالث، ثاني، أول) بما فيها الوزن الذاتي للجدران:

$$W_i = (1445 + 0,25 \cdot 500) \cdot 14,7 \cdot 17,2 + 71280 = 468239 \text{ kg} = 468,24 \text{ t}$$

وزن الطابق الأرضي بما فيها الوزن الذاتي للجدران:

$$W_i = (1445 + 0,25 \cdot 500) \cdot 14,7 \cdot 17,2 + 91080 = 488039 \text{ kg} = 488,04 \text{ t}$$

$$W_{\text{tot}} = 3 \cdot 468239 + 488039 = 1892756 \text{ kg} = 1892,76 \text{ t}$$

بالتعويض في علاقة حساب قوة القص القاعديّ، في البداية تكون متساوية بالاتجاهين:

$$V_x = V_y = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T_1} \cdot W_{\text{tot}} = \frac{0,25 \cdot 1}{4,5 \cdot 0,379} \cdot 1892,76 = 277,45 \text{ t}$$

$$V_{\text{min}} = 0,11 \cdot C_a \cdot I \cdot W_{\text{tot}} = 0,11 \cdot 0,18 \cdot 1 \cdot 1892,76 = 37,48 \text{ t}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{2,5 \cdot C_a \cdot I}{R} \cdot W_{\text{tot}} = \frac{2,5 \cdot 0,18 \cdot 1}{4,5} \cdot 1892,76 = 189,28 \text{ t}$$

$$\Rightarrow V_x = V_y = V_{\text{max}} = 189,28 \text{ t}$$

3- توزيع قوة القص القاعديّ على المستوى الرأسيّ (توزيعها طابقياً)

المنشأ ذات شكل منتظم فتعدّ قوة القص القاعديّ الكلية معطاة بالعلاقة:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{قوة أفقية مركزة أعلى المنشأ ومعطاة بالعلاقة:}$$

$$T = 0,379 \text{ Sec} < 0,7 \text{ Sec} \quad \text{تُعد } F_t = 0 \text{ لأن}$$

بالتالي يمكن توزيع قوة القص القاعديّ طابقياً ولكل اتجاه وفق العلاقة الآتية:

$$V_{xi} = V_{yi} = \frac{(V - F_t) \cdot W_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

V_{xi} , V_{yi} : حصة المنسوب x من قوة القص القاعدي والمطبقة في مركز ثقل المنسوب المدروس لكل اتجاه.

W_x : مجموع الأحمال الرأسية المركزة عند المنسوب x والناجمة عن وزنه فقط.

h_x : ارتفاع المنسوب x عن القاعدة السفلية للمنشأ (مستوى اتصال الجدار بالأساس).

$$V_3 = V_3 = \frac{(189,28 - 0) \cdot 468,24 \cdot 15,4}{468,28 \cdot (15,4 + 11,8 + 8,2) + 488,04 \cdot 4,6} = 72,50 \text{ t}$$

يمكن ترتيب النتائج في جدول بالنسبة لباقي الطوابق.

الطبق	h_i (m)	W_i (ton)	$W_i \cdot h_i$	$\frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$	$F'_{xi} = V_x \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$
ثالث	15,4	468,24	7210,90	0,383	72,50

الطبق	$h_i(m)$	$W_i(ton)$	$W_i \cdot h_i$	$\frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$	$F'_{xi} = V_x \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$
ثاني	11,8	468,24	5525,23	0,294	55,65
أول	8,2	468,24	3839,60	0,204	38,61
أرضي	4,6	488,04	2244,98	0,119	22,52

$$\sum W_i \cdot h_i = 7210,90 + 5525,23 + 3839,60 + 2244,98 = 18820,71$$

$$\sum F_i = 72,50 + 55,65 + 38,61 + 22,52 = 189,28 t$$

4- حساب الدور التحليلي:

بعد أن تم توزيع قوة القص القاعدي رأسياً، بات ممكناً حساب قيم الانتقالات الطابقيّة والاعتماد على علاقة ريلاي في حساب الدور التحليلي والمعطة بالعلاقة:

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \delta_i^2}{g \cdot [\sum_{i=1}^{n-1} F_i \cdot \delta_i + (F_n + F_t) \cdot \delta_n]}}$$

من الممكن استعمال أية طريقة لحساب الانتقالات الطابقيّة الناتجة عن تطبيق القوى الأفقيّة كطريقة الجائز البديل أو الخط المرن، أو اللجوء لاستعمال أحد البرامج الإنشائيّة في تحديد قيمها، ونظراً لأن الحسابات يدوية فسيتم استعمال طريقة الخط المرن كالآتي:

$$EIy = EIy_0 + EI\theta_0 \cdot X \Big|_I + \frac{Z \cdot (X-a)^2}{2} \Big|_{II} + \frac{P \cdot (X-b)^3}{6} \Big|_{III} + \dots$$

y_0, θ_0 : زاوية الدوران والانتقال، على التوالي، في بداية العنصر عند مبدأ الأحداثيات.

Z تمثل العزم و a فاصلة تطبيقها عن مبدأ الأحداثيات

P تمثل القوة المركزة و b فاصلة تطبيقها عن مبدأ الأحداثيات.

تُمذجت الجملة الإنشائيّة كعنصر ظفريّ خاضع لقوى أفقيّة في منسوب كل طابق، حيث تمركزت كتلته $m=W/g$ (حيث g تسارع الجاذبيّة الأرضيّة).

العنصر موثوق والانتقال والدوران البدائي معدوم، $\theta_0 = 0$; $y_0 = 0$.

$$EIy = 0 + 0 + \frac{(-2193,36) \cdot X^2}{2} + \frac{189,28 \cdot X^3}{6} \Big|_I - \frac{22,52 \cdot (X - 4,6)^3}{6} \Big|_{II}$$

$$- \frac{38,61 \cdot (X - 8,2)^3}{6} \Big|_{III} - \frac{55,65 \cdot (X - 11,8)^3}{6} \Big|_{IV}$$

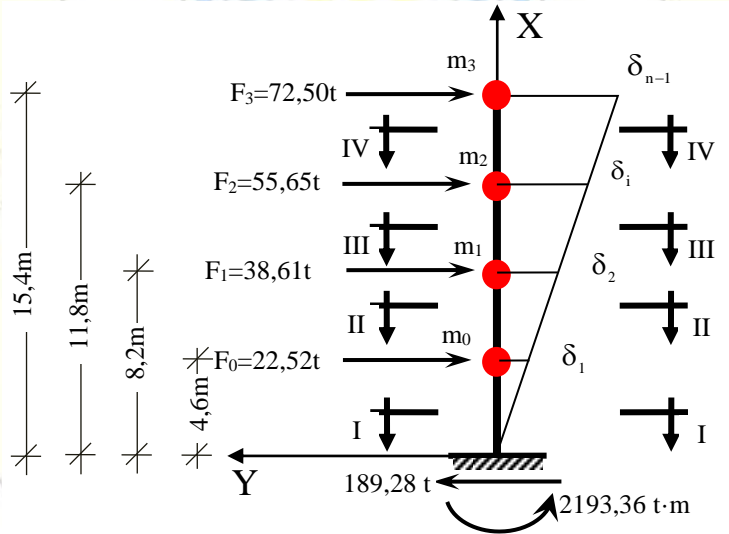
المجال رقم I : (X = 0 → X = 4,6m)

$$X = 4,6m \rightarrow EIy = -2193,36 \cdot \frac{(4,6)^2}{2} + 189,28 \cdot \frac{(4,6)^3}{6} = -20135,12$$

المجال رقم II : (X = 4,6 → X = 8,2m)

$$X = 8,2m \rightarrow EIy = -2193,36 \cdot \frac{(8,2)^2}{2} + 189,28 \cdot \frac{(8,2)^3}{6} - 22,52 \cdot \frac{(8,2 - 4,6)^3}{6}$$

$$EIy = -56522,06$$



المجال رقم III : (X = 8,2 → X = 11,8m)

$$X = 11,8m \rightarrow EIy = -2193,36 \cdot \frac{(11,8)^2}{2} + 189,28 \cdot \frac{(11,8)^3}{6}$$

$$- 22,52 \cdot \frac{(11,8 - 4,6)^3}{6} - 38,61 \cdot \frac{(11,8 - 8,2)^3}{6} = -102570,69$$

المجال رقم IV : (X = 11,8 → X = 15,4m)

$$X = 15,4\text{m} \rightarrow EIy = -2193,36 \cdot \frac{(15,4)^2}{2} + 189,28 \cdot \frac{(15,4)^3}{6} \\ - 22,52 \cdot \frac{(15,4 - 4,6)^3}{6} - 38,61 \cdot \frac{(15,4 - 8,2)^3}{6} - 55,65 \cdot \frac{(15,4 - 11,8)^3}{6} \\ = -152434,58$$

$$X \sum I_y = 9,6339 \text{ m}^4 \text{ للجدران بالاتجاه}$$

$$E \cdot \sum I_y = 254558,44 \cdot \frac{10^{-3}}{10^{-4}} \cdot 9,6339 = 24523905,55$$

$$X = 4,6\text{m} \Rightarrow 24523905,55 \cdot y = -20135,12 \Rightarrow y = \delta_0 = \frac{-20135,12}{24523905,55}$$

$$y = \delta_0 = -8,21 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,82 \text{ mm}$$

$$X = 8,2\text{m} \Rightarrow 24523905,55 \cdot y = -56522,06$$

$$\Rightarrow y = \delta_1 = -2,30 \cdot 10^{-3} \text{ m} = -2,30 \text{ mm}$$

$$X = 11,8\text{m} \Rightarrow 24523905,55 \cdot y = -102570,69 \Rightarrow y = \delta_2 = \frac{-102570,69}{24523905,55}$$

$$\Rightarrow y = \delta_2 = -4,18 \cdot 10^{-3} \text{ m} = -4,18 \text{ mm}$$

$$X = 15,4\text{m} \Rightarrow 24523905,55 \cdot y = -152434,58 \Rightarrow y = \delta_3 = \frac{-152434,58}{24523905,55}$$

$$\Rightarrow y = \delta_3 = -6,22 \cdot 10^{-3} \text{ m} = -6,22 \text{ mm}$$

بالتعويض في علاقة ريلاي لحساب الدور التحليلي: $F_t = 0$; $g = 9,81 \text{ m/Sec}^2$

$$T_2 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \delta_i^2}{g \cdot [\sum_{i=1}^{n-1} F_i \cdot \delta_i + (F_n + F_t) \cdot \delta_n]}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^3 W_i \cdot \delta_i^2}{g \cdot \sum_{i=0}^3 F_i \cdot \delta_i}}$$

$$T_2 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(488,04 \cdot (0,82)^2 + 468,24 \cdot [(2,30)^2 + (4,18)^2 + (6,22)^2]) \cdot (10^{-3})^2}{9,81 \cdot [22,52 \cdot 0,82 + 38,61 \cdot 2,3 + 55,65 \cdot 4,18 + 72,5 \cdot 6,22] \cdot 10^{-3}}}$$

$$T_2 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{0,0291}{7,758}} = 0,385 \text{ Sec}$$

يُقارن الدور التجريبي T_1 مع التحليلي T_2 فإذا كان $T_2 \leq T_1$ تُعتمد قيم T_2 ولكن الناتج:

$$T_2 = 0,385 \text{ Sec} > T_1 = 0,379 \text{ Sec}$$

$$\Rightarrow T = \min \begin{cases} T_2 = 0,385 \text{Sec} \\ 1,4T_1 = 1,4 \cdot 0,379 = 0,531 \text{Sec} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = T_2 = 0,385 \text{Sec}$$

5- حساب قوّة القصّ القاعديّ اعتماداً على الدور التحليليّ:

لابد الآن من إعادة حساب قوّة القصّ القاعديّ بناءً على الدور التحليليّ، وهي متماثلة لكلا الاتجاهين.

$$V_x = V_y = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T_1} \cdot W_{\text{tot}} = \frac{0,25 \cdot 1}{4,5 \cdot 0,385} \cdot 1892,76 = 273,12 \text{t} > V_{\text{max}} = 189,28 \text{t}$$

$$\Rightarrow V_x = V_y = V_{\text{max}} = 189,28 \text{t}$$

طالما أنّ قيمة قوّة القصّ القاعديّ لم تتغير فهذا يعني أنّ توزيع القوى على المستوى الرأسيّ لم يتغير أيضاً، ويطلق على القوى الناتجة عن قوّة القصّ القاعديّ بقوى القصّ المباشر.

6- حساب عزم الفتل الناتج عن اللامركزية:

لدى حساب مركز صلابة الجملة الانشائية، ظهرت حالتين:

- بالاتجاه X انطباق فاصلة مركز ثقل الكتلة X_{CM} على فاصلة مركز الصلابة X_{CR} ، ومع ذلك يشترط ك. ع. س. على أخذ تأثير عزم فتل إضافيّ ناتج عن لامركزية لا تقلّ عن 0,05 من بعد البناء المتعامد مع اتجاه قوّة القصّ القاعديّ.
- أما بالاتجاه Y نتج لامركزية $e_y = 1,01 \text{m}$ بين تراتيب مركز ثقل الكتلة Y_{CM} وتراتيب مركز الصلابة Y_{CR} ، ووفق شروط ك. ع. س. يجب أن لا تقلّ عن 0,05 من بعد البناء المتعامد مع اتجاه قوّة القصّ القاعديّ.

وبهذا فإنّ عزم الفتل التصميمي عند كل طابق، يساوي العزم الناتج عن اللامركزية الأصلية الناشئة بين القوى الجانبية المطبقة عند المنسوب الذي يعلو الطابق المدروس، ومركز صلابة الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية في هذا الطابق، مع إضافة عزم طارئ يساوي إلى القوّة الزلزالية المطبقة مضروبة بلامركزية طارئة تساوي 5% من بعد البناء المتعامد مع اتجاه القوّة، أي:

$$e_{x(\text{tot})} = e_x \pm 5\% \cdot L_x$$

$$e_{x(\text{tot})} = 0 \pm 0,05 \cdot 14,7 = \pm 0,735 \text{ m}$$

$$e_{y(\text{tot})} = e_y \pm 5\% \cdot L_y$$

$$e_{y(\text{tot})} = 1,01 \pm 0,05 \cdot 17,2 \Rightarrow \begin{cases} e_{y1} = 1,01 + 0,86 = 1,87 \text{ m} \\ e_{y2} = 1,01 - 0,86 = 0,15 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_{tx} = V_x \cdot e_{y(\text{tot})}$$

$$M_{ty} = V_y \cdot e_{x(\text{tot})}$$

سنتقصر الحسابات على الاتجاه X فقط وسيُحسب عزم الفتل من أجل اللامركزية الأكبر $e_{y1} = 1,87 \text{ m}$ ، ومن المفترض حساب كل الحالات واختيار الحالة الأخطر لكل اتجاه.

$$M_{tx} = 189,28 \cdot 1,87 = 353,95 \text{ t} \cdot \text{m}$$

7- توزيع عزم الفتل على المستوى الرأسى:

أي حساب حصة كل طابق من القص غير المباشر باتجاه المحور X.

الطبق	$h_i(\text{m})$	$W_i(\text{t})$	$W_i \cdot h_i$	$\frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$	$F_{ix}'' = M_{tx} \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$
ثالث	15,4	468,24	7210,90	0,383	135,56
ثاني	11,8	468,24	5525,23	0,294	104,06
أول	8,2	468,24	3839,60	0,204	72,21
أرضي	4,6	488,04	2244,98	0,119	42,12

وفق ما سبق يُلاحظ أنه في جميع الأحوال سيخضع كل عنصر في الجملة الإنشائية

المقاومة للقوى الأفقية لتأثير قوتي قص تُحسب من أجل كلٍ من الاتجاهين X و Y:

$$V_{Xi} = V'_{Xi} + V''_{Xi}$$

$$V_{yi} = V'_{yi} + V''_{yi}$$

الأولى: ناتجة عن القص المباشر، أي بتأثير الانتقالات فقط من دون دورانات ويرمز لها

بـ V'_{Xi} ، V'_{yi} ، وذلك للاتجاهين X، و Y على التوالي وتعطى بالعلاقات الآتية:

$$V'_{Xi} = \frac{K_{Xi}}{\sum_{i=1}^n K_{Xi}} \cdot V_x \quad V'_{yi} = \frac{K_{yi}}{\sum_{i=1}^n K_{yi}} \cdot V_y$$

الثانية: ناتجة عن القص غير المباشر، أو الناتجة عن الفتل وتعطى بالعلاقات الآتية:

$$V''_{X_i} = \left(\frac{y_i \cdot K_{X_i}}{I_p} \right) \cdot M_{t_x} \quad V''_{y_i} = \left(\frac{x_i \cdot K_{y_i}}{I_p} \right) \cdot M_{t_y}$$

$$I_p = \sum_{i=1}^n x_i^2 \cdot K_{y_i} + \sum_{i=1}^n y_i^2 \cdot K_{x_i}$$

x_i, y_i : إحداثيات مركز صلابة العنصر الإنشائي i بالنسبة لمركز صلابة الكتلة CR.

$$x_i = x_j - x_{CR} \quad ; \quad y_i = y_j - y_{CR}$$

الجار	X_{iCR} (cm)	Y_{iCR} (cm)	K_x (kg/cm)	K_y (kg/cm)	$K_x \cdot y_{iCR}^2$ (kg.cm)	$K_y \cdot x_{iCR}^2$ (kg.cm)
W_{x1}	-	-951	33908	-	3,07E+10	-
W_{x2}	-	-951	33908	-	3,07E+10	-
W_{x3}	-	349	58744,28	-	7,15E+09	-
W_{x4}	-	749	58744,28	-	3,30E+10	-
W_{y1}	-725	-	-	24506,80	-	1,29E+10
W_{y2}	-275	-	-	45283,65	-	3,42E+09
W_{y3}	275	-	-	45283,65	-	3,42E+09
W_{y4}	725	-	-	24506,80	-	1,29E+10

$$\sum K_y \cdot x_{iCR}^2 = 3,26 \cdot 10^{10} \quad ; \quad \sum K_x \cdot y_{iCR}^2 = 1,01 \cdot 10^{11}$$

$$I_p = \sum_{i=1}^n K_{y_i} \cdot x_i^2 + \sum_{i=1}^n K_{x_i} \cdot y_i^2 = 3,26 \cdot 10^{10} + 1,01 \cdot 10^{11} = 1,34 \cdot 10^{11}$$

8- حساب حصّة الجدار W_{x1} من قوّة القصّ المباشر وغير المباشر في كافّة الطوابق:

سيُوضح فيما يأتي كيفية حساب قوّة القصّ المباشر وغير المباشر في الطابق الثالث، ثم

سُترتب نتائج باقي الطوابق في جدول: $\sum K_x = 185304,56 \text{ Kg/Cm}$

$$V'_{X3(W_{x1})} = \frac{K_{X(W_{x1})}}{\sum_{i=1}^n K_{X_i}} \cdot F'_3 = \frac{33908}{185304,56} \cdot 72,50 = 13,27 \text{ t}$$

$$V''_{X3(W_{x1})} = \left(\frac{y_i \cdot K_{X(W_{x1})}}{I_p} \right) \cdot F''_{ix} = \frac{-951 \cdot 33908}{1,34 \cdot 10^{11}} \cdot 135,56 \cdot 10^5 = -3262,19 \text{ kg}$$

$$V''_{X3(W_{x1})} = -3,26 \text{ t}$$

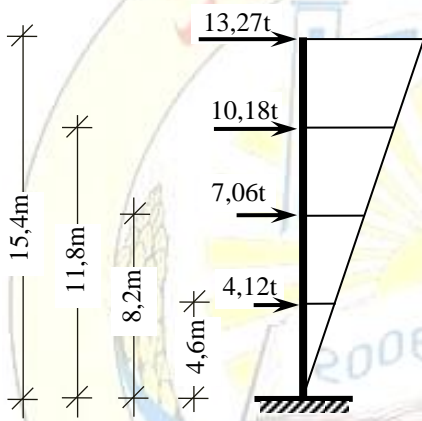
وبيّن الجدول الآتي حصّة الجدار W_{x1} من قوّة القصّ المباشر وغير المباشر وفي جميع الطوابق، وطالما أنّ حالة اللامركزية بين مركز الكتلة ومركز الصلابة كانت أكبر من

5% من L_x ، تُجمع قيمة V'' إذا كانت بقيمة موجبة وتُهمل إذا كانت بقيمة سالبة أي:

$$V_i'' > 0 \Rightarrow V_i = V_i' + V_i''$$

$$V_i'' < 0 \Rightarrow V_i = V_i'$$

الجدار	Y_{iCR}	K_X	الطابق	V'_X (ton)	V''_X (ton)	V_X (ton)
W_{x1}	-9,51	33908	الثالث	13,27	-3,26	13,27
			الثاني	10,18	-2,50	10,18
			الأول	7,06	-1,74	7,06
			أرضي	4,12	-1,01	4,12



9- تراكيب الأحمال في حالة الحد الأقصى

وفقاً لما ورد في الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة، تصمّم المنشآت الخرسانية، وكافة الأجزاء المكونة لها بحيث تقاوم أكثر التأثيرات خطورة من التراكيب الآتية، مع إلغاء ما يخص أحمال الرياح والثلوج لعدم خضوع المنشأ المدروس لتأثير هاتان الحملتان:

$$U_1 = 1,4 \cdot DL + 1,7 \cdot LL \quad \dots\dots(a)$$

$$U_2 = 1,32 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E + 1,1 \cdot f_1 \cdot LL \quad \dots\dots(b)$$

$$U_3 = 0,99 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E \quad \dots\dots(c)$$

$f_1 = 0,5$ حيث أن الحملات الإضافية لا تزيد عن 500 kg/m^2 ، يُعوض في العلاقة (b).

$$U_2 = 1,32 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E + 0,55 \cdot LL \quad \dots\dots(d)$$

E : تمثّل الأفعال الناتجة عن الزلزال وتحدّد بالعلاقة $E = \rho \cdot E_h + E_v$

E_v : تمثّل الأفعال الناتجة عن المركبة الرأسية للزلزال وتُحسب من العلاقة الآتية:

$$E_v = 0,5 \cdot C_a \cdot I \cdot DL = 0,5 \cdot 0,18 \cdot 1 \cdot DL = 0,09 \cdot DL$$

E_h : تمثّل الأفعال الناتجة عن المركبة الأفقية للزلزال والمحدّدة بقوة القصّ القاعدي V .

أما ρ فيتمثّل معامل الوثوقية لتكبير قوة القصّ القاعدي، وفي المثال يساوي الواحد لأن المبنى يقع في المنطقة الزلزالية الثانية.

$$E = 1 \cdot E_h + 0,09 \cdot DL \quad \dots\dots(e)$$

بتعويض قيمة E (العلاقة (e)) في العلاقة (d) ينتج:

$$U_2 = 1,32 \cdot DL \pm 1,1 \cdot (E_h + 0,09 \cdot DL) + 0,55 \cdot LL$$

$$U_2 = 1,32 \cdot DL \pm 0,099 \cdot DL + 0,55 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$U_{2-1} = 1,32 \cdot DL + 0,099 \cdot DL + 0,55 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$\Rightarrow U_{2-1} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(1)$$

$$U_{2-2} = 1,32 \cdot DL - 0,099 \cdot DL + 0,55 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$\Rightarrow U_{2-2} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(2)$$

أيضاً بتعويض قيمة E (العلاقة (e)) في العلاقة (c) ينتج:

$$U_3 = 0,99 \cdot DL \pm 1,1 \cdot (E_h + 0,09 \cdot DL)$$

$$U_3 = 0,99 \cdot DL \pm 0,099 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$U_{3-1} = 0,99 \cdot DL + 0,099 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$\Rightarrow U_{3-1} = 1,089 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(3)$$

$$U_{3-2} = 0,99 \cdot DL - 0,099 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$\Rightarrow U_{3-2} = 0,891 \cdot DL \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(4)$$

تُستبدل المركبة الأفقية للهزة الأرضية E_h في العلاقات (1)، (2)، (3)، (4) بأربعة مركبات Q_{YN} , Q_{YP} , Q_{XN} , Q_{XP} .

وتُعتمد قيم هذه المركبات بإشارة موجبة وأخرى سالبة لأنّ الهزة تكون متناوبة بالتأثير، كما يفترض الأخذ بالحسبان تأثير اللامركزيات بقيمة موجبة وأخرى سالبة، كما ورد أثناء حساب عزم القتل، لينتج بذلك 32 تركيب، سيُرمز بـ PP لهزة موافقة للاتجاه الموجب للمحور X مع لامركزية موجبة، PN ترمز لهزة موافقة للاتجاه الموجب للمحور X مع لامركزية سالبة، NP اتجاه الهزة معاكس للمحور X مع لامركزية موجبة، NN اتجاه الهزة معاكس للمحور X مع لامركزية سالبة، وفيما يأتي استنتاج التراكيب الـ 32:

✓ من أجل العلاقة (1) التركيب U_{2-1} :

الاتجاه X:	الاتجاه Y:
$U_{2-1(XPP)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{2-1(YPP)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{YP}$
$U_{2-1(XNP)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{XN}$	$U_{2-1(YNP)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{YN}$

الاتجاه X:	الاتجاه Y:
$U_{2-1(XPN)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL - 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{2-1(YPN)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL - 1,1 \cdot Q_{YP}$
$U_{2-1(XNN)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL - 1,1 \cdot Q_{XN}$	$U_{2-1(YNN)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL - 1,1 \cdot Q_{YN}$

✓ من أجل العلاقة (2) التركيب U₂₋₂:

الاتجاه X:	الاتجاه Y:
$U_{2-2(XPP)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{2-2(YPP)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{YP}$
$U_{2-2(XNP)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{XN}$	$U_{2-2(YNP)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{YN}$
$U_{2-2(XPN)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL - 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{2-2(YPN)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL - 1,1 \cdot Q_{YP}$
$U_{2-2(XNN)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL - 1,1 \cdot Q_{XN}$	$U_{2-2(YNN)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL - 1,1 \cdot Q_{YN}$

✓ من أجل العلاقة (3) التركيب U₃₋₁:

الاتجاه X:	الاتجاه Y:
$U_{3-1(XPP)} = 1,089 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{3-1(YPP)} = 1,089 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{YP}$
$U_{3-1(XNP)} = 1,089 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{XN}$	$U_{3-1(YNP)} = 1,089 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{YN}$
$U_{3-1(XPN)} = 1,089 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{3-1(YPN)} = 1,089 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{YP}$
$U_{3-1(XNN)} = 1,089 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{XN}$	$U_{3-1(YNN)} = 1,089 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{YN}$

✓ من أجل العلاقة (4) التركيب U₃₋₂:

الاتجاه X:	الاتجاه Y:
$U_{3-2(XPP)} = 0,891 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{3-2(YPP)} = 0,891 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{YP}$
$U_{3-2(XNP)} = 0,891 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{XN}$	$U_{3-2(YNP)} = 0,891 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{YN}$
$U_{3-2(XPN)} = 0,891 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{3-2(YPN)} = 0,891 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{YP}$
$U_{3-2(XNN)} = 0,891 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{XN}$	$U_{3-2(YNN)} = 0,891 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{YN}$

10- حساب الجهود (قوى ناظمية وقوى قاطعة وعزوم الانعطاف) للجدار W_{x1}:

إنَّ حصة الجدار W_{x1} من القوة الزلزالية تم حسابها من أجل لامركزية موجبة وكونه مواز لاتجاه X فسيتم تحديد تراكيب الأحمال من المعادلات السابقة من أجل قوة زلزالية موافقة لاتجاه الموجب للمحور X مع لامركزية موجبة.

الاتجاه X للتركيب U ₂	الاتجاه X للتركيب U ₃
$U_{2-1(XPP)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{3-1(XPP)} = 1,089 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{XP}$
$U_{2-1(XPN)} = 1,42 \cdot DL + 0,55LL - 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{3-1(XPN)} = 1,089 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{XP}$
$U_{2-2(XPP)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{3-2(XPP)} = 0,891 \cdot DL + 1,1 \cdot Q_{XP}$
$U_{2-2(XPN)} = 1,221 \cdot DL + 0,55 \cdot LL - 1,1 \cdot Q_{XP}$	$U_{3-2(XPN)} = 0,891 \cdot DL - 1,1 \cdot Q_{XP}$

• حساب الجهود التي يخضع لها الجدار من أجل التركيبين:

$$U_1 = 1,4 \cdot DL + 1,7 \cdot LL : U_{2-1(XPP)} = 1,42 \cdot DL + 0,55 \cdot LL + 1,1 \cdot Q_{XP}$$

تُحدّد بدايةً حصة الجدار W_{X1} من الحمولات الطابقيّة الميئة والاضافية بشكل تقريبي.

الحمولة الطابقيّة الميئة المنقولة للجدار (من دون تصعيد): $N_{DL} = W_{DL} \cdot A + S \cdot W \cdot (W_{X1})$
 W_{DL} : الحمولة الميئة لمتراً مربعاً والمتضمنة كما ذكر في نص المسألة لردود أفعال الجيزان والقواطع والوزن الذاتي لمتراً مربعاً من البلاطات وحمولة التغطية والإكساء.
A: جزء من المساحة الطابقيّة (الجزء المظلل) التي تنقل حمولاتها للجدار المدروس.

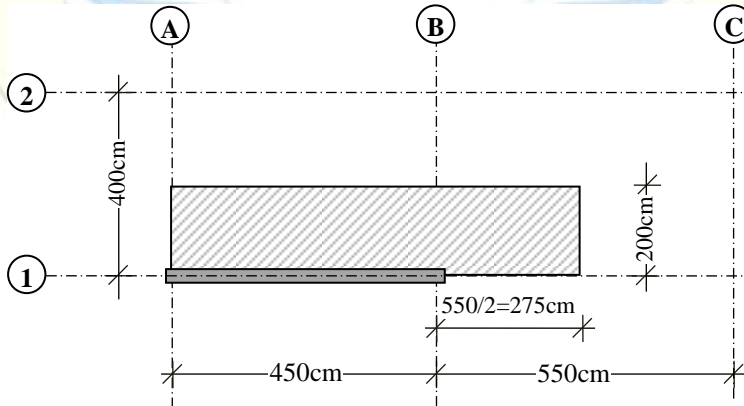
تُحسب قيمة الحمولة الميئة لجميع الطوابق كالاتي، ما عدا الأرضي (ارتفاعه مختلف):

$$N_{DL(n=1 \rightarrow 3)} = 1445 \cdot (2 \cdot 7,25) + 0,2 \cdot 4,7 \cdot 2500 \cdot 3,6 = 29412,5 \text{ kg} = 29,41 \text{ t}$$

$$N_{DL(n=0)} = 1445 \cdot (2 \cdot 7,25) + 0,2 \cdot 4,7 \cdot 2500 \cdot 4,6 = 31762, \text{ kg} = 31,76 \text{ t}$$

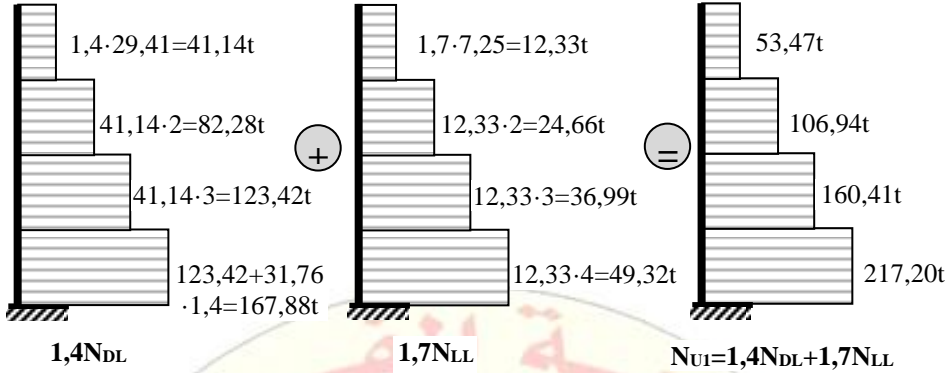
الحمولة الطابقيّة الاضافية المنقولة للجدار (من دون تصعيد):

$$N_{LL} = W_{LL} \cdot A = 500 \cdot (2 \cdot 7,25) = 7250 \text{ kg} = 7,25 \text{ t}$$



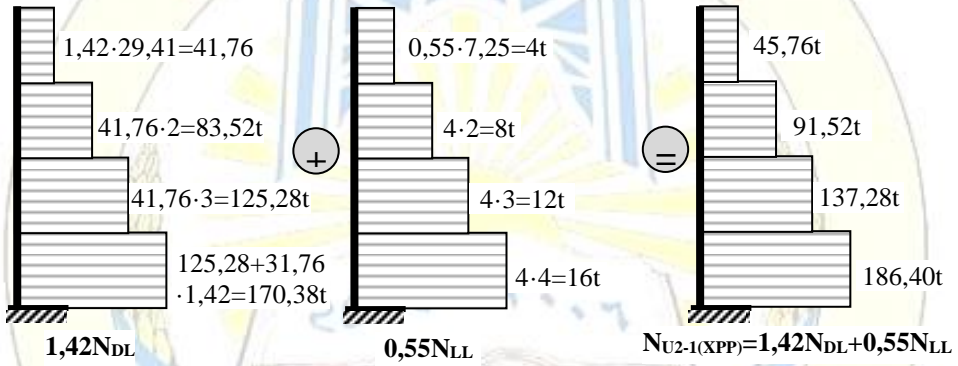
وبذلك يمكن حساب القوى الناظميّة التي يخضع لها الجدار وفق التركيب الأساسي الأول

$$N_{U1} = 1,4 \cdot N_{DL} + 1,7 \cdot N_{LL} \quad \text{وفق المخططات المبينة بالشكل:}$$



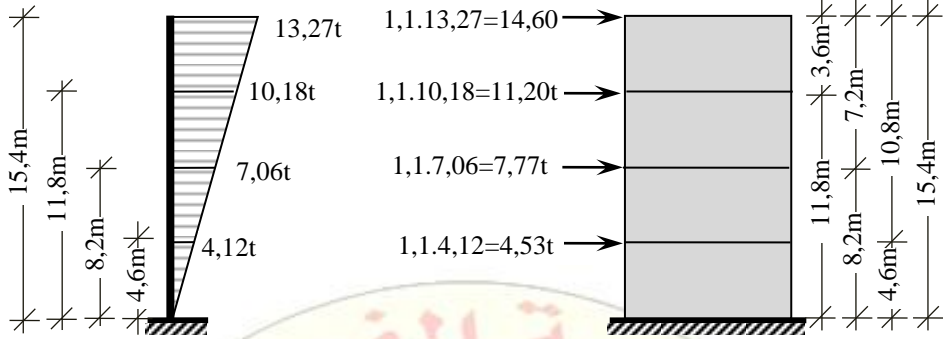
يبين الشكل مخطط القوى الناظمية التي يخضع لها الجدار وفق علاقة التركيب الثاني:

$$N_{U2-1(XPP)} = 1,42 \cdot N_{DL} + 0,55 \cdot N_{LL}$$



يبين الشكل مخطط القوى القاصة للجدار وفق علاقة التركيب الثاني: $T_{U2-1(XPP)} = 1,1 \cdot Q_{XP}$

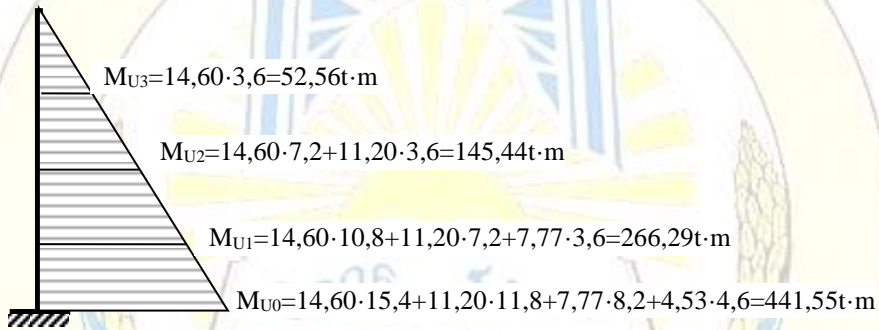




مخطط القوى Q_{XP}

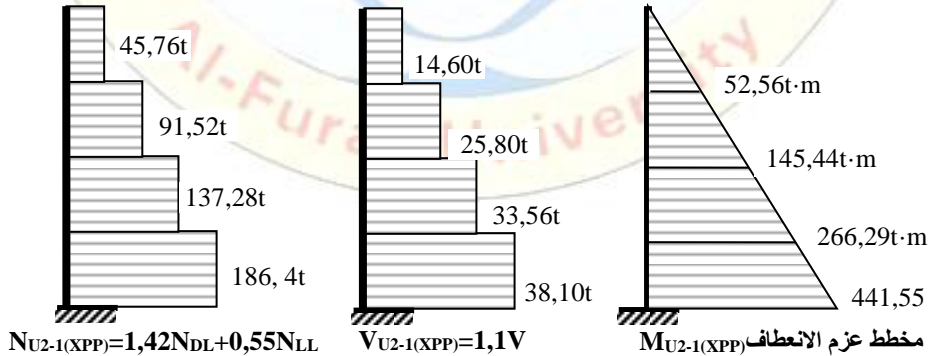
مقطع طولي في الجدار يخضع للقوى $1,1Q_{XP}$

يبين الشكل مخطط عزوم الانعطاف الواقعة في مستوي الجدار وفق علاقة التركيب الثاني والتي يُعتمد في حسابها على القوى الأفقية المصعدة $1,1 \cdot Q_{XP}$.



مخطط عزم الانعطاف $M_{U2-1(XPP)}$

ويمكن رسم مخططات الجهود النهائية (قوة محورية، جهد قاطع، عزوم انعطاف) للتركيب المدروس كالآتي:



الفصل الرابع

تصميم جملة جدران قصية مقاومة لقوى زلزالية

1-4 مقدمة:

بعد الانتهاء من تقييم الأحمال الأفقية المطبقة على المنشأ وتوزيعها على العناصر المقاومة لها، إضافة لتحديد قيم الجهود في المقاطع الحرجة للعناصر الإنشائية تأتي المرحلة الثالثة وهي مرحلة التصميم الخرساني للمقاطع، سيعتمد في التصميم وتحقيق الاشتراطات في كل من الجدران القصية والجمل الإطارية على اشتراطات وتوصيات الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة والملحق (ز) الطبعة الخامسة المطورة 2022، حيث أن الملحق (ز) هو ملحق خاص بتصميم الجدران القصية الخاصة والإطارات المقاومة للعزوم من الأنواع العادية والمتوسطة والخاصة، ويتوافق بشكل عام مع الكود الأمريكي ACI318M-08، وكذلك ملحق الكود رقم 2/ الطبعة 2020.

2-4 متطلبات التصميم المقاوم للزلازل:

نظراً للطبيعة الاحتمالية للزلازل والمتطلبات الاقتصادية فقد اعتمدت المعايير الآتية للمنشآت المقاومة للقوى الأفقية:

1- أن يستطيع المنشأ مقاومة الزلازل متوسط الشدة من دون أن تتجاوز الإجهادات في مختلف عناصره حد المرونة، مما يعني بأن الجملة الإنشائية المقاومة يجب ألا تتأثر عند تعرض المنشأ إلى زلازل متوسط الشدة، مع السماح بحدوث بعض الأضرار غير الإنشائية والقابلة للإصلاح.

2- أن يدخل المنشأ المقاوم للزلازل في المجال اللامرّن عند تعرضه لزلزال قوي، مما يعني حدوث أضرار إنشائية وغير الإنشائية قابلة للإصلاح من دون حدوث أي انهيار جزئي في المبنى.

3- أن يتمكن المنشأ المقاوم للزلازل من الصمود في حالة تعرضه إلى زلازل قوي ومدمر، وبعبارة أخرى عدم انهيار المنشأ بالكامل بالرغم من حدوث أضرار شديدة في المبنى غير

قابلة للإصلاح، ويهدف هذا الشرط إلى ضمان سلامة السكّان وتقليل الخسائر البشرية إلى أدنى حد ممكن، في حال تعرض المنطقة إلى زلزال قويّ وعلى فترات زمنية مختلفة.

3-4 تصميم مقطع خاضع لانعطاف مركب وفق الطريقة الحديدية:

من المعروف أنّ العناصر الإنشائية المقاومة للزلزال سواء الإطارات أو الجدران القصية تخضع لقوى محورية وعزوم انعطاف، وهناك أكثر من طريقة لتصميم مقطع مستطيل على الانعطاف المركب وفق الطريقة الحديدية، وسيرد فيما يلي ملخص عن طريقة التصميم بالاعتماد على مخططات الترابط.

يُعدّ العنصر خاضعاً لحالة الانعطاف المركب عندما يترافق مع عزم الانعطاف قوة ناظمية، أو عندما لا ينطبق موقع محصلة القوى الداخلية مع موقع محصلة القوى الخارجية، ويحدث الانهيار في مثل هذه المقاطع إمّا بوصول الخرسانة إلى طاقتها القصوى (يصل الانفعال في اللّيْف الأقصى إلى القيمة 0,003)، وحينها يحدث الانهيار بشكل مفاجئ وقصيف، في هذه الحالة قد يصل الفولاذ المضغوط لحدّ السيلان حسب بعده عن اللّيْف الخرسانيّ الأكثر انضغاطاً، ويحدث هذا النوع من الانهيار عندما تكون اللامركزية صغيرة، (الضغط هو الحاكم)، ومن ناحية أخرى قد يتمّ الانهيار بوصول الفولاذ في الطرف البعيد عن القوة الضاغطة (أو في الطرف المشدود) إلى مرحلة السيلان ويحدث الانهيار بسبب وصول الفولاذ إلى مرحلة اللدونة ويكون هذا الانهيار مسبقاً بإندار، أي تظهر شقوق في منطقة الفولاذ المشدود، وذلك عندما تكون اللامركزية كبيرة.

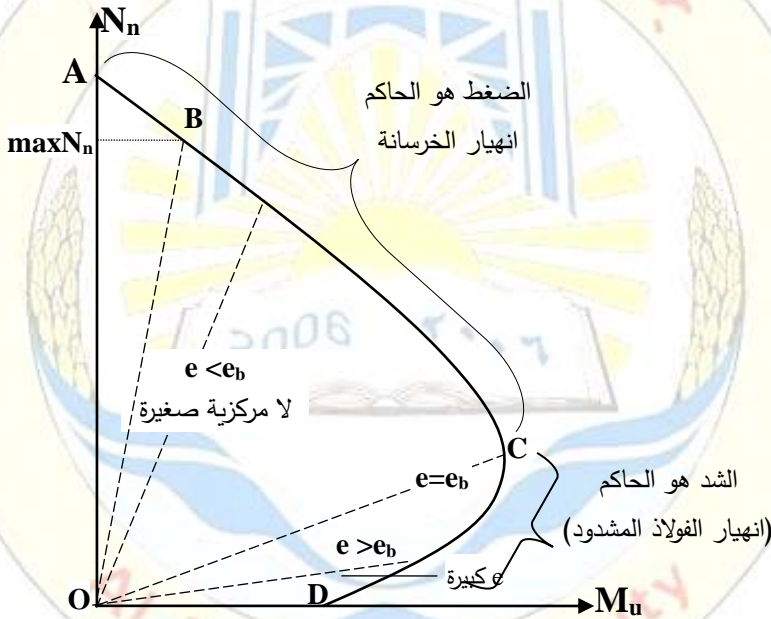
ويمكن القول بأنّه من أجل مقطع معيّن، ذات تسليح مفروض يوجد عدد لانهايي من اللامركزيات التي من الممكن أن يخضع لها المقطع من دون أن ينهار، أي هناك عدد لا نهائيّ من الحلول لمعادلات التوازن للمقطع، التي من أجلها تتراوح اللامركزية من الصفر وحتى اللانهاية، وبالتالي إذا تمّ تمثيل العلاقة بين قيمة ما للعزم M_u والقوة N_u المرافقة له، فمن أجل كلّ قيمة للنسبة $e = M_u / N_u$ يمكن أن تُمثّل بنقطة من خط بياني، يوصل هذه النقاط ينتج مخطّط الترابط للمقطع المفروض.

ويبيّن الشكل (1-4) مخطّط الترابط لمقطع ذي أبعاد وتسليح معلوم القيمة وخاضع لحالة انعطاف مركب M_u , N_u ، تمثّل النقطة A مقاومة الضغط البسيط الاسميّة للمقطع:

$$N_0 = 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_C + A_{S(tot)} \cdot f_y$$

أما النقطة B فتمثل المقاومة الاسمية القصوى لمقطع يخضع لضغط مركزي ناظمي من دون عزم أو يخضع لعزم بقيمة صغيرة لا تتجاوز فيها اللامركزية قيمة اللامركزية الأصغرية، ويمثل ميل الخط (OB) عن محور الترتيب اللامركزية الدنيا التي يُصمم ضمناً عليها كل مقطع، حتى لو كانت اللامركزية الفعلية أقل منها.

أما النقطة C فتمثل الحالة التوازنية للمقطع وقيمتها على محور الترتيب N_b يمثل القوة الضاغطة الاسمية في الوضع التوازني، كما أن قيمتها على محور الفواصل يمثل العزم الاسمي في الوضع التوازني، أما ميل المستقيم OC عن محور الترتيب فيمثل اللامركزية التوازنية $e_b = M_b / N_b$.



الشكل (1-4) مخطط الترابط مع توضيح اللامركزيات الكبيرة والصغيرة وفق الحالة الحديدية

تمثل فاصلة النقطة D على محور السينات قيمة العزم الاسمي الأقصى الذي يمكن للمقطع تحمله من دون وجود قوة ضاغطة مرافقة (أي حالة الانحناء البسيط).

يحقق المقطع شروط الأمان في حالة الحد الأقصى إذا كانت النقطة التي تمثل كلاً من M_u / Ω , N_u / Ω للجهود المطبقة على المقطع واقعة على حدود مخطط الترابط أو ضمنه، ولا يحقق شروط الأمان إذا وقعت النقطة خارجه.

4-4 عامل تخفيض المقاومة Ω (عامل الأمان) لمقطع معرض لانعطاف مركب:

يُعتمد في الكود العربي السوري على تخفيض مقاومة المقطع بإدخال عامل الأمان لهذا الشأن، تتغير قيمته حسب نوع الجهود المطبقة، وتبدأ من $\Omega = 0,65$ لحالة الضغط المباشر وتنتهي بقيمة أعظمية تساوي $\Omega = 0,9$ للانعطاف البسيط، تتراوح بين القيمتين $0,9 \rightarrow \Omega = 0,65$ بحالة الانعطاف المركب، إذ يعطي مؤشراً على الحد الأعظمي الذي يُسمح فيه للإجهادات الداخلية للمقطع بالوصول لها مقارنة مع مقاومة المقطع الفعلية.

يُعطى بالطبعة 2020 من الكود العربي السوري، الفقرة 3-3-6 بالعلاقة الآتية:

$$0,65 \leq \Omega = 0,9 - 0,5 \cdot \left(\frac{N_U}{N_C} \right) \leq 0,9 \quad (1-4)$$

N_C : مقاومة المقطع الخرساني فقط من دون التسليح، وتُعطى بالعلاقة الآتية:

$$N_C = 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c \quad (2-4)$$

N_U : القوة التصميمية المطبقة على المقطع.

وعليه يمكن صياغة العلاقة (1-4) أعلاه بالشكل الآتي:

$$0,65 \leq \Omega = 0,9 - 0,5 \cdot \left(\frac{N_U}{0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c} \right) \leq 0,9 \quad (3-4)$$

ونود التنويه إلى أنّ هذا التغيير لم يتوافق مع التطورات التي حدثت في الكود الأمريكي (المصدر الأم)، كما سمح الكود العربي السوري باستعمال علاقة أخرى ذُكرت بالفقرة 3-3-6 ص 107 ولم تُكتب بشكل علاقة، بعد أن عُدلت لتتوافق مع التطوير الذي حدث بخصوص قيمة Ω للضغط المباشر، يمكن صياغتها على الشكل الآتي من أجل تسليح

$$N_U > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c \Rightarrow \Omega = 0,65 \quad \text{عرضي عادي:}$$

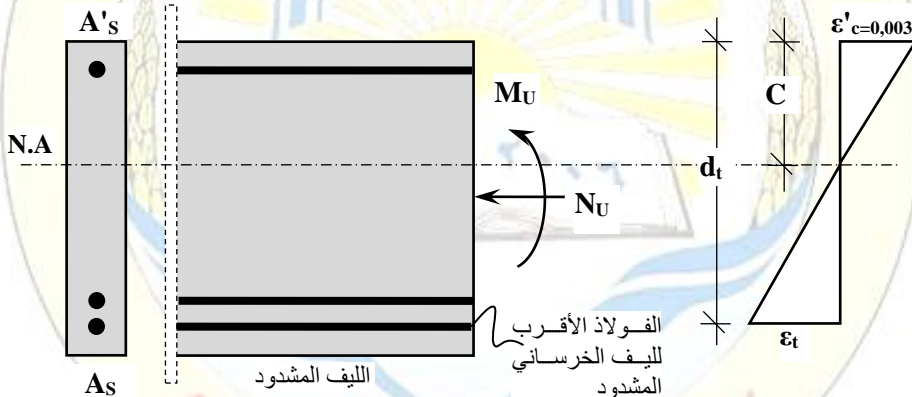
$$0 \leq N_U \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c \Rightarrow$$

$$0,65 \leq \Omega = 0,65 + 0,25 \cdot \left(1 - \frac{N_U}{0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c} \right) \leq 0,9 \quad (4-4)$$

$$0,65 \leq \Omega = 0,9 - \frac{2,5 \cdot N_U}{f'_c \cdot A'_c} \leq 0,9 \quad \text{كما يمكن كتابتها بالشكل:}$$

تتوافق العلاقة (3-4) لما ورد بالكود الأمريكي ACI-318-95- حيث استمر في السماح باستعمالها حتى طبعة ACI-318-14، لكن في طبعة ACI-318-19 لم يعد يسمح باستعمالها، لقد طوّر الكود الأمريكي ابتداءً من عام 2002 (انظر الفقرة 3-9 منه) العلاقة التي يُحسب بها هذا العامل وأصبح مرتبطاً بقيمة الانفعال لأسياخ الفولاذ المتّوضعة بالصفّ الأقرب إلى الليف الخرسانيّ المشدود ϵ_t ، انظر الشكل (2-4) وتُعطى وفق ACI-318-02 بالعلاقة (5-4) المذكورة أدناه من أجل فولاذ ذي إجهاد خضوع $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ أو القريب منه، ومعامل مرونة طولاني $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ، ويكفي أن يصل انفعال الشدّ في الصفّ الأخير للأسياخ للقيمة $\epsilon_t = 0,005$ حتى تصبح قيمة عامل تخفيض المقطع $\Omega = 0,9$ ، بمعنى ضمان ظهور إنذار واضح قبل الانهيار:

$$\Omega = 0,65 + (\epsilon_t - 0,002) \cdot (250/3) \quad (5-4)$$



الشكل (2-4) انفعال الشد في العناصر الخاضعة لانعطاف مركب

مؤخراً تغيّرت العلاقة (5-4) في الكود الأمريكي ACI-318-19 كما في الجدول (1-4)

لترتبط بانفعال الخضوع ϵ_{ty} ويمكن استعمالها مع أي نوع من الفولاذ حيث: $\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$

الجدول (1-4) قيم عامل تخفيض مقاومة المقطع Ω وفق الأمريكي ACI-318-19

ϵ_t انفعال الشد في الفولاذ	تصنيف الحالة	عامل تخفيض المقاومة Ω	
		تسليح عرضي حلزوني	تسليح عرضي عادي
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	الضغط حاكم	0,75	0,65

ε_t انفعال الشد في الفولاذ	تصنيف الحالة	عامل تخفيض المقاومة Ω	
		تسليح عرضي حلزوني	تسليح عرضي عادي
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0,003$	ضغط	$0,75 + 0,15 \cdot \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,003}$	$0,65 + 0,25 \cdot \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{ty}}{0,003}$
$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003$	لامركزي	0,9	0,9

إن فكرة التغيير لقيمة عامل تخفيض المقاومة وفق الكود الأمريكي واضحة حين ربطت قيمته بمقدار تمدد الفولاذ، والذي تتشقق عنده الخرسانة المحيطة فيعطي بذلك إنذاراً قبل الانهيار، مانعاً الانهيار القصيف والمفاجئ من الحدوث، أي تقل درجة المخاطرة، فكلما زادت قيمة انفعال الفولاذ كبرت قيمة عامل تخفيض المقطع وصغرت بذلك درجة الاحتياط الواجب اتخاذها بين الإجهادات الداخلية والمقاومة الفعلية لاستطاعة المقطع، وبمعنى آخر تتحول قيمة عامل الأمان Ω لحالة الانعطاف المركب من القيمة المحددة له الموافقة لحالة الضغط الحاكم إلى القيمة المحددة له والموافقة لحالة الشد الحاكم ارتباطاً مع قيمة انفعال أسياخ الفولاذ في الصف الأخير من المقطع، للأسف لم تُدخل هذه التعديلات بالكود العربي السوري المعدل بعام 2020 حتى تاريخه.

إن كلا العلاقتين (3-4)، (4-4) المسموح استعمالهما في الكود العربي السوري ليس لهما علاقة بالتطوير الأخير لقيمة المعامل Ω في الكود الأمريكي، وهو الأكثر دقة ويعطي مفهوماً واضحاً للأمان، كما أن كل علاقة باتجاه معاكس عن الأخرى (واحدة تعطي قيمةً بصالح الأمان وأخرى بعكس الأمان)، لذا تتصح المؤلفة باستعمال العلاقة (4-5)، وفق الكود الأمريكي ACI-318-19 خاصة وأن غالبية المهندسين يعتمدون على برامج هندسية في تصميم مقاطع الجمل الإنشائية المقاومة للزلازل وفق الكود الأمريكي، وفي حال إجراء مقارنة بين الحل اليدوي والحسابي البرمجي سيلاحظ وجود اختلاف بالقيم وهذا ما سيوضح من خلال الأمثلة العملية.

4-5 تصميم جدار قصي على الانعطاف المركب:

لدى تعرض جدار خرساني مسلح لقوى أفقية تتولد عزوم انعطاف واقعة في مستويه إضافة للقوى الناظمية والجهود القاطعة، وتوجد عدة طرائق لتصميم المقطع العرضي للجدار على الانعطاف المركب، سنستعرض فيما يأتي:

4-5-1 طريقة معادلات التوازن- مخطط الترابط:

تعتمد على رسم مخطّط الترابط للمقطع العرضي لجدار معروف الأبعاد والتسليح ومن ثم التأكد من أنّ الجهود المطبقة وفق التركيب الحاكم المدروس واقعة على حدود المخطّط، أو ضمنه وإلا فإنه يتوجب تغيير التسليح أو تغيير في أبعاد الجدار، أو شكل المناطق الطرفية حسب الضرورة، وعادة يزود الجدار بتسليح طولي ضمن أعمدة مخفية في الأطراف بالإضافة للأسياخ الطولية في الجسد، كما هو مبين بالشكل (4-3)، بالتالي فإنّ رسم مخطّط الترابط لن يكون سهلاً باعتماد الأسلوب اليدويّ لأنه في كل مرة يتم فرض قيمة لموقع المحور الحياديّ C يتطلب حساب الانفعال، ومن ثم الإجهاد في كل صف من صفوف أسياخ التسليح على طول الجدار، بما يتناسب مع موقعها بالنسبة للمحور الحياديّ، كما يبيّن الشكل (4-3) مخطط الجسم الحر للجدار، وكلّ من مخطّط الانفعال ومخطّط الإجهاد، ويبقى الاعتماد على برامج إنشائية هو الحل الأسهل في رسم مخطّط ترابط الجدار كبرنامج ETABS، أو برنامج PCACoL، أو برنامج CSICoL، أو إنشاء ورقة عمل ببرنامج Excel تعتمد الأسس النظرية الصحيحة في الحسابات.

وفي حال اتّباع الحسابات اليدوية فمن الممكن تبسيط الحل وفق الفرضيتين الآتيتين:

1- اختصار عدد القوى المحصّلة في صفوف فولاذ التسليح كما هو مبين وفق مخطّط الجسم الحر بالشكل (4-4) حيث تمثّل:

CS1: محصّلة القوى الضاغطة في الفولاذ المضغوط للعمود المخفيّ.

CS2: محصّلة القوى الضاغطة في الفولاذ المضغوط الواقع في جسد الجدار.

TS3: محصّلة القوى الشاذة في الفولاذ المشدود الواقع في جسد الجدار.

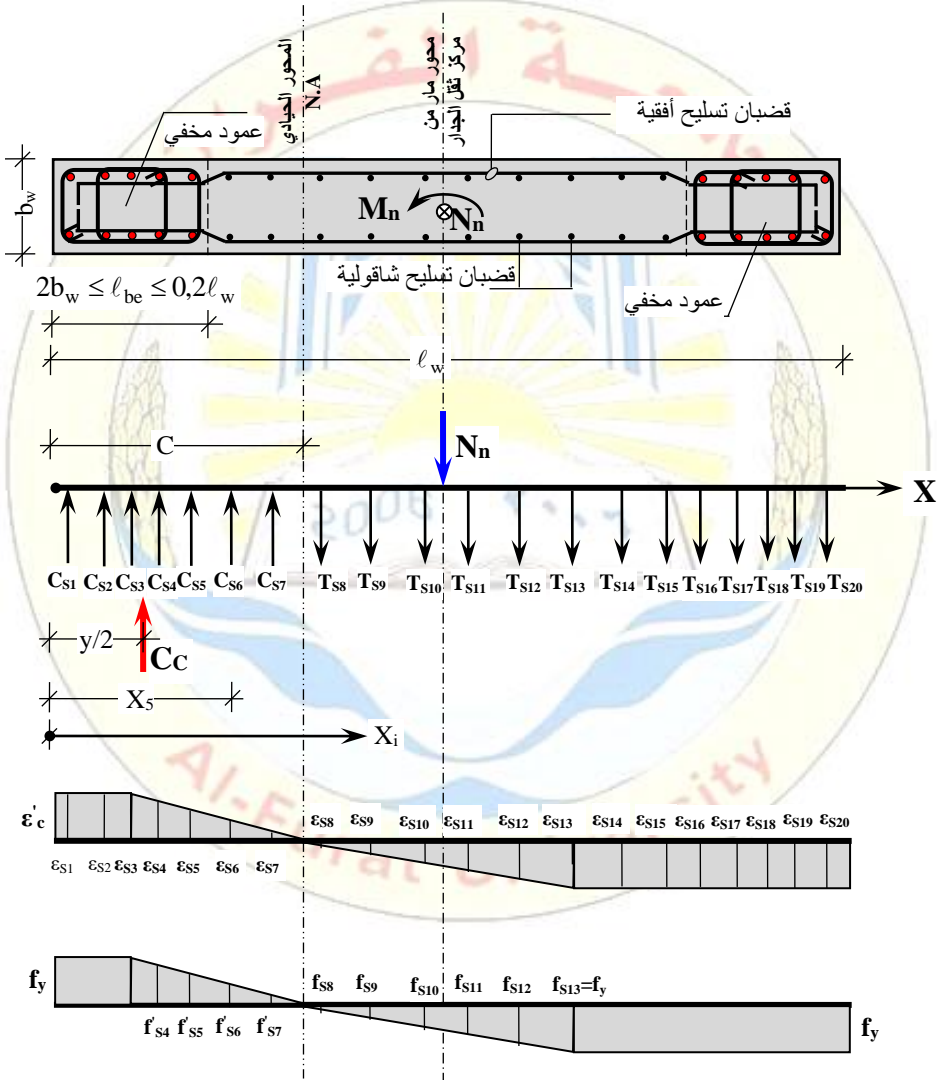
TS4: محصلة القوى الشاذة في الفولاذ المشدود للعمود المخفيّ.

2- افتراض أنّ الإجهاد في جميع صفوف الأسياخ قد وصل لحدّ السيلان سواء في الأسياخ المضغوطة أو المشدودة، وهذا التقريب مقبول بحالة القوى المتناوبة كما هو الحال في القوى الزلزالية، بالتالي لا ضرورة لحساب الإجهاد في الفولاذ المشدود، أو المضغوط والتأكد من أنّه وصل لحدّ السيلان، أما فعلياً والأدق فليس من الضروريّ وصول جميع الأسياخ على طرفيّ المحور الحياديّ لإجهاد الخضوع، علماً أنّ حساب

قيمة الإجهاد الفعلي ليس بالأمر الصعب طالما من الممكن تحديد فاصلة كل قوة X_i عن الليف الأكثر انضغاطاً، أو أي محور مرجعي آخر.

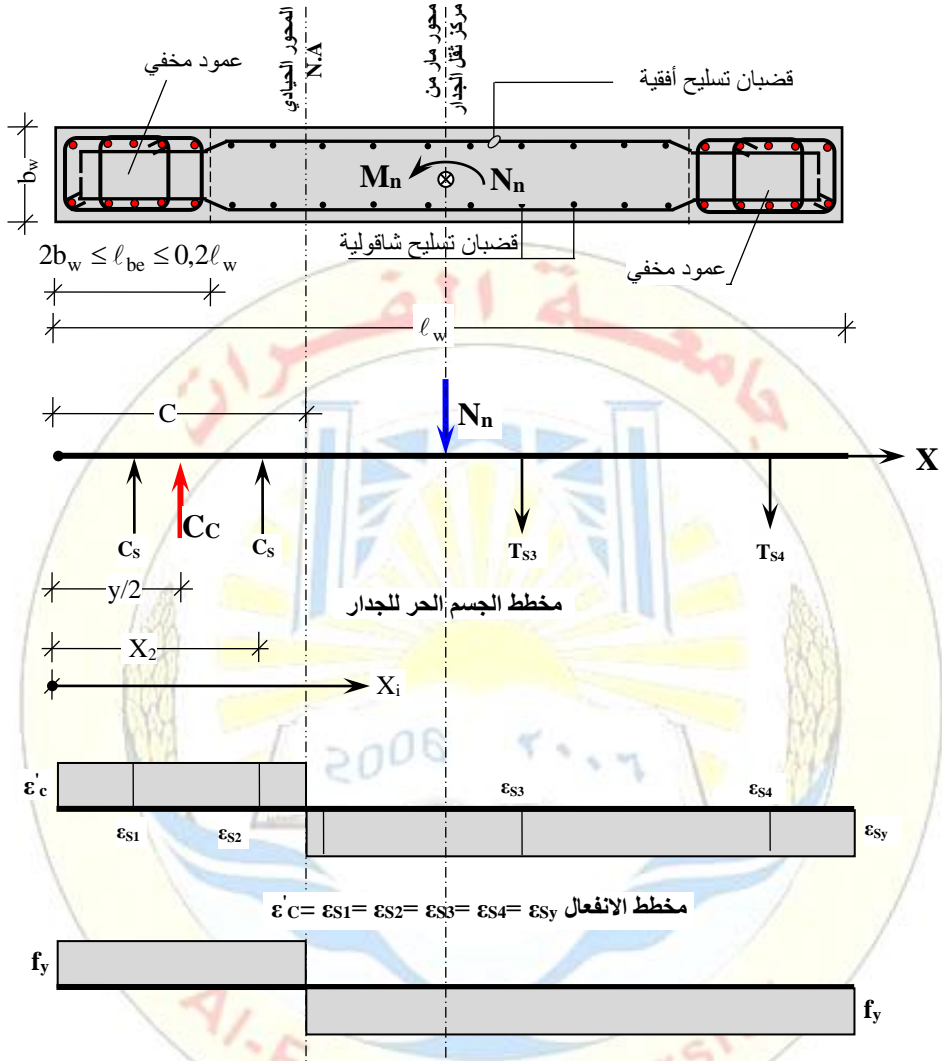
1-1-5-4 خطوات رسم مخطط الترابط باعتماد الحسابات اليدوية:

يكفي لرسم أي مخطط ترابط تحديد ثلاث نقاط كحدّ أدنى، لكن يفضل ألا تقل عدد النقاط عن خمس نقاط لتحسين دقة المخطط، كالآتي (انظر الشكل (5-4)):



مخطط الاجهاد للفلوآذ من أجل حمولة محددة الاتجاه

الشكل (3-4) التسليح لجدار قصي ومخطط الجسم الحر لكافة القوى وكل من مخططي الانفعال والاجهاد



مخطط الإجهاد للفلوئاذ من أجل حمولة متناوية

الشكل (4-4) تمثيل القوى المحصلة للتسليح بأربع قوى ومخطط لجسم الحر لها وكل من مخططي الانفعال والإجهاد المبسط

1- النقطة الأساسية الأولى رقم 1 من المخطط: تمثل قيمة قوة الضغط المباشر التي

$$N_0 = 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c + A_{S(tot)} \cdot f_y$$

يمكن للمقطع تحملها وفق العلاقة:

$A_{S(tot)}$: مساحة التسليح الطولي الكلي في الجدار بما فيه تسليح الجسد.

A'_c : مساحة المقطع الخرساني العرضي للجدار.

2- النقطة الأساسية الثانية رقم 2 من المخطط: وتمثل الجهود M_b, N_b التي يتحملها المقطع بحالة الانهيار التوازني، وعليه يُحسب بعد خط الصفر (المحور المحايد للإجهادات) للحالة التوازنية، ومن ثم تُحسب القوة التوازنية N_b والعزم التوازني M_b للمقطع وفق معادلات التوازن الأولى والثانية كالآتي:

- يُحسب بعد المحور المحايد X_b في الحالة التوازنية من العلاقة:

$$X_b = \frac{6300}{6300 + f_y} \cdot d_{eff} \quad (6-4)$$

d_{eff} : قيمة الارتفاع الفعال المخفضة ولتحديد قيمته يمكن العودة للفقرة 7-5-4 ص 165 من ك. ع. س.، حيث نصّ الكود على وجوب مراعاة تخفيض الارتفاع الفعال للجدار القصي عند دراسة الانعطاف والقص، وكما ذكر أيضاً في الفقرة 9-2-10-7 البند أ/ ص 267 تؤخذ d_{eff} حسب قيمة معامل زلزالية المنطقة Z كالآتي:

$$Z \leq 0,2 \Rightarrow d_{eff} = 0,8 \cdot d \quad (7-4)$$

$$0,2 < Z < 0,3 \Rightarrow d_{eff} = 0,75 \cdot d \quad (8-4)$$

$$Z \geq 0,3 \Rightarrow d_{eff} = 0,6 \cdot d \quad (9-4)$$

حيث أنه بحالة الجدران القصية المنتهية بأعمدة مخفية يُعدّ الارتفاع الفعال.

$$d = l_w - l_{be} / 2 \quad ; \quad d' = l_w - d_{eff} \quad (10-4)$$

- يُحسب طول بلوك إجهاد الضغط للخرسانة y_b :

$$y_b = \beta \cdot x_b \quad (11-4)$$

$$f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta = 0,85 \quad \text{من أجل:}$$

- يُحسب إجهاد الشدّ في الفولاذ المشدود: لا ضرورة لإيجاد قيمته فعلياً، فهو حتماً وصل إلى إجهاد الخضوع للحالة التوازنية، ومع ذلك من الممكن حسابه وفق العلاقة.

$$f_s = 6300 \cdot \frac{d_{eff} - x_b}{x_b} \leq f_y \quad (12-4)$$

- حساب إجهاد الضغط في الفولاذ:

$$f'_s = 6300 \cdot \frac{x_b - d'}{x_b} \leq f_y \quad (13-4)$$

كما يمكن الاعتماد على علاقة حساب إجهاد الشدّ نفسها، وبذلك تكون الإشارة سالبة أي الإجهاد ضغط.

- حساب محصلة القوى في الخرسانة المضغوطة إضافة لمحصلة القوى في الفولاذ المشدود والمضغوط:

$$C_C = 0,85 \cdot f'_C \cdot y_b \cdot b_w \quad (14-4)$$

$$C_{S1} = A_{S1} \cdot f'_{S1} \quad (15-4)$$

$$C_{S2} = A_{S2} \cdot f'_{S2} \quad (16-4)$$

$$T_{S3} = A_{S3} \cdot f_{S3} \quad (17-4)$$

$$T_{S4} = A_{S4} \cdot f_{S4} \quad (18-4)$$

- من معادلة التوازن الأولى تُحسب قيمة القوة الناطمية الضاغطة بالحالة التوازنية:

$$N_b + T_{S3} + T_{S4} = C_C + C_{S1} + C_{S2}$$

$$N_b = C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4} \quad (19-4)$$

- من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمرّ من أبعد ليف مضغوط تُحسب قيمة العزم التوازني:

$$M_b = C_C \cdot \frac{y_b}{2} + C_{S1} \cdot x_1 + C_{S2} \cdot x_2 - N_b \cdot \frac{l_w}{2} - T_{S3} \cdot x_3 - T_{S4} \cdot x_4 \quad (20-4)$$

- 3- النقطة الأساسية الثالثة رقم 3 من المخطّط: وتُمثّل حالة الانعطاف البسيط، ومن الممكن حساب عزم الانعطاف الصافي بأحد الأساليب الآتية:

- الأسلوب الأوّل: جرت العادة على تبسيط الحسابات وافترض المقطع مسلّح على الشد فقط، (إهمال التسليح المضغوط)، أي بإدخال التسليح المشدود في العمود المخفي فقط وأيضاً إهمال التسليح في جسد الجدار، ويُحسب عزم الانعطاف الصافي من العلاقة:

$$M_3 = A_S \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{eff}} - \frac{y}{2} \right) ; \quad y = \frac{A_S \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_C \cdot b} \quad (21-4)$$

- الأسلوب الثاني: يعتمد على إدخال أثر التسليح المضغوط، من علاقة التوازن الأولى يُحسب موقع المحور الحيادي لحالة مقطع مسلّح على الشدّ والضغط، وهنا يتمّ إدخال

التسليح في الأعمدة المخفية لطرفي الجدار فقط مع إهمال أثر التسليح الموزع بانتظام في جسد الجدار، وتعطى C بعلاقة من الدرجة الثانية:

$$C^2 + \frac{6300 \cdot A'_s - A_s \cdot f_y}{0,85^2 \cdot f'_c \cdot b} \cdot C - \frac{6300 \cdot d' \cdot A'_s}{0,85^2 \cdot f'_c \cdot b} = 0 \quad (22-4)$$

ثم يُحسب قيمة الإجهاد في الفولاذ المضغوط: $f'_s = 6300 \cdot \frac{C - d'}{C}$

وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من مركز ثقل المقطع يمكن حساب عزم الانعطاف الصافي:

$$M_n = (A_{s1} \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s) \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) + A'_s \cdot f'_s \cdot (d - d') \quad (23-4)$$

الواقع أن اتباع أحد الأسلوبين السابقين يعطي نتائج متقاربة لقيمة عزم الانعطاف الصافي وبفارق 5% تقريباً، والمشارك بينهما هو إهمال تأثير التسليح الموزع بانتظام في جسد الجدار، وطبعاً عدم إدخاله يغير من قيمة عزم الانعطاف الصافي الذي يمكن للمقطع تحمله ويعطي قيمة أصغر من القيمة الفعلية بشكل واضح.

• **الأسلوب الثالث:** يُحسب عزم الانعطاف الصافي بإدخال كامل التسليح في الجدار وذلك بفرض قيمة لموقع المحور الحيادي وحساب القوى الداخلية وفق تقريب متتال بحيث تتحقق المعادلة، القوة الأسمية الخارجية تساوي مجموع القوى الداخلية المطبقة:

$$N_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s3} - T_{s4} \quad (24-4)$$

ومن ثم وفق قيمة C النهائية يُحسب عزم الانعطاف الصافي للمقطع من أجل التسليح الكلي اعتماداً على معادلة التوازن الثانية.

• **الأسلوب الرابع:** حيث تُحسب قيمة قوة الشد المباشر التي يمكن للمقطع تحملها مع إهمال مقاومة الخرسانة المشدودة وفق العلاقة الآتية:

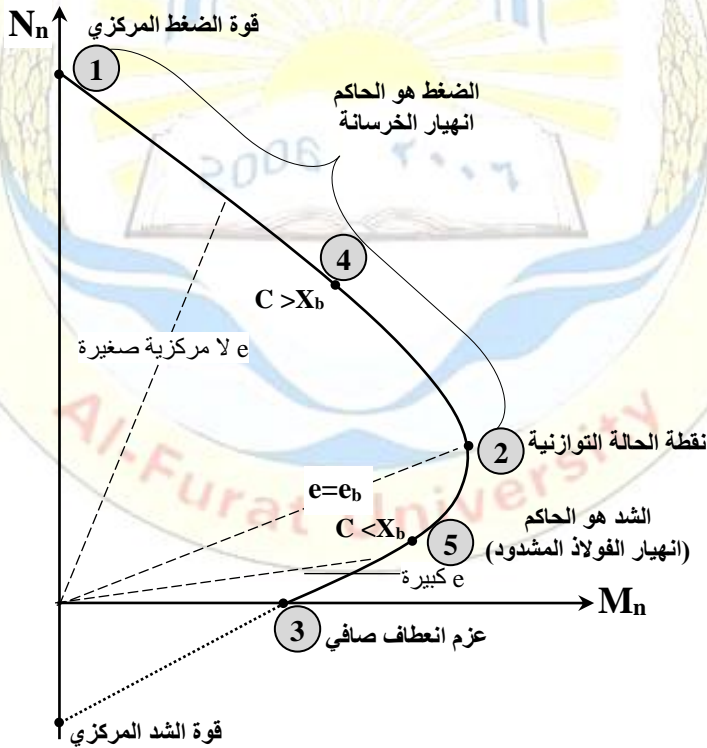
$$N_T = -A_{S(tot)} \cdot f_y \quad (25-4)$$

تُحدد هذه النقطة على محور الترتيب N_n لمخطط الترابط ومن ثم يُوصل بمستقيم بين هذه النقطة ونقطة تقع في منطقة الشد حاكم ليقاطع مع محور الفواصل M_n بنقطة تمثل قيمة عزم الانعطاف الصافي الذي يمكن لمقطع الجدار تحمله، ويمكن اعتبار هذا

الأسلوب ذا تقريب جيد ويعطي نتائج قريبة من القيمة الفعلية المحسوبة وفق الأسلوب الثالث المذكور أعلاه.

4- النقطة الإضافية الرابعة رقم 4 من المخطط: وتحسب قيمة N_n , M_n لنقطة واقعة في منطقة الضغط حاكم أي من أجل قيمة لموقع المحور الحيادي أكبر من X_b للحالة التوازنية.

5- النقطة الإضافية الخامسة رقم 5 من المخطط: وتحسب قيمة N_n , M_n لنقطة واقعة في منطقة الشد حاكم أي من أجل قيمة لموقع المحور الحيادي أصغر من X_b للحالة التوازنية، ويجب التنبيه هنا لعدم اختيار قيمة لخط الصفر أقل من قيمة C لموقع خط الصفر من أجل الانعطاف الصافي لأنه حينها سيحصل على قوة شادة لا تمثل نقطة من مخطط الترابط (قوة ضغط مع العزم)، بل نقطة من مخطط شد لامركزي (قوة شد مع عزم).



الشكل (5-4) النقاط الأساسية والإضافية لمخطط الترابط

4-5-2 طريقة التسليح المنتظم على كامل طول الجدار:

يُفضّل استعمال هذا النوع من التسليح في الجدران التي يكون فيها أكبر طول للعنصر المحيطي $l_{be} = 2b_w > 0,2 \cdot l_w$ ، حيث يوزّع التسليح الرأسي في المسقط الأفقي بشكل منتظم على وجهي الجدار وبنسبة تتراوح لكلا الوجهين بين نسبة التسليح الأصغرية في الجدران المسلّحة على الحملات الشاقوليّة، وهي لا تقلّ عن $0,006 \rightarrow 0,0025$ (حسب مقارنة القوّة الضاغطة التي يخضع لها الجدار مع طاقة تحمّل الجدار)، ولا تزيد عن $0,025$ وذلك للخرسانة ذات الجودة الأدنى من C_{30} ، ومن الممكن فرض نسبة تسليح للجدار ومن ثمّ رسم مخطّط الترابط له وفق الأسلوب الدقيق، كما ذُكر في الطريقة الأولى، أو يُعتمد على مخطّط الترابط المبين بالشكل (4-6) فيُحدّد بداية قيمة عامل تخفيض المقاومة من أجل حساب القيم الحدّية القصوى للتركيب الحاكم.

$$\min \mu_s = (0,0025 \rightarrow 0,006) \leq \mu_s \leq \max \mu_s = 0,025$$

$$N_U > 0,1 \cdot f'_C \cdot A'_C \rightarrow \Omega = 0,65$$

$$N_U \leq 0,1 \cdot f'_C \cdot A'_C \rightarrow 0,65 \leq \Omega = 0,65 + 0,25 \cdot \left(1 - \frac{N_U}{0,1 \cdot f'_C \cdot A'_C}\right) \leq 0,9$$

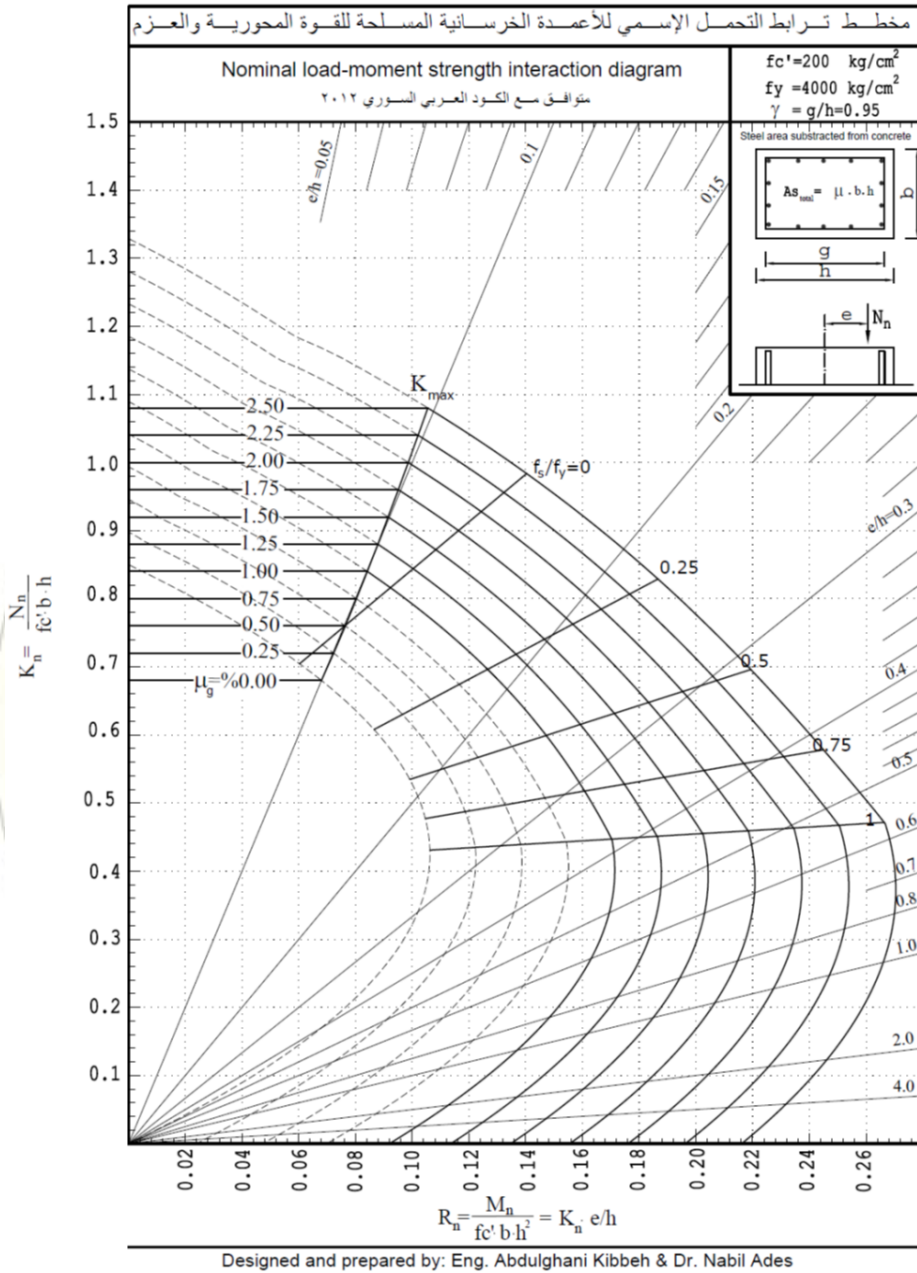
$$M_n = \frac{M_U}{\Omega} ; N_n = \frac{N_U}{\Omega}$$

$$\frac{g}{h} = \frac{d-d'}{h} = 0,95 \text{ تُحسب القيم الآتية من أجل}$$

$$K_n = \frac{N_n}{f'_C \cdot b_w \cdot h} ; R_n = K_n \cdot \frac{e}{h} = \frac{N_n}{f'_C \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e}{h} = \frac{M_n}{f'_C \cdot b \cdot h^2}$$

$$\left. \begin{matrix} K_n \\ R_n \end{matrix} \right\} \rightarrow \min \mu_s = (0,0025 \rightarrow 0,006) < \mu_g < \max \mu_s = 0,025$$

$$A_s \text{ لوجهي الجدار } (\text{cm}^2 / \text{m}) = \mu_g \cdot b_w \cdot l_w$$

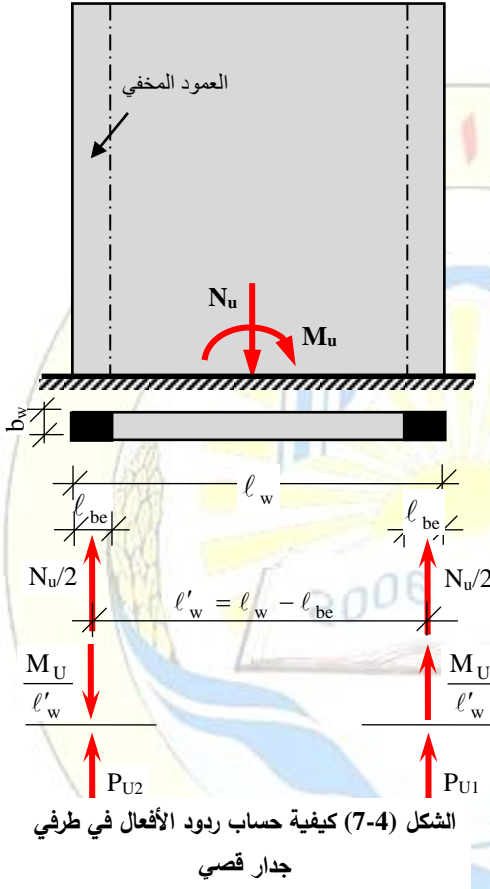


الشكل (6-4) مخطط الترابط لحالة تسليح منتظم لجدار قصي

3-5-4 الطريقة الثالثة لحساب التسليح لطرفي الجدار باعتماد C & T

:Section

هذه الطريقة لم يرد ذكرها في الكود العربي السوري وإنما معتمدة من قبل برنامج



ETABS لتصميم الجدران القصية،

حيث تفترض وجود عمودين مخفيين

في طرفي الجدار مهمتهما تحمّل كامل

القوى التصميمية الناتجة عن التركيب

الحاكم، ويبين الشكل (7-4) كيفية

حساب ردود الأفعال في طرفي الجدار.

قد ينتج في العمود المخفي الأقل

انضغاطاً رد فعل يسبب شدّاً بدلاً عن

قوة ضاغطة صغيرة، وتؤول مسألة

تصميم الجدار حينئذٍ لدراسة عمودين

أحدهما خاضع لقوة ضاغطة مركزية

والآخر لقوة شادة مركزية، وفي الحالة

الثانية يُدرس أحد العمودين على القوة

الضاغطة الأكبر، بالتالي لحساب ردود

الأفعال، تُفرض بدايةً أبعاد الأعمدة

المخفية في طرفي الجدار مع مراعاة

الأشترطات البعدية للأعمدة ونسب التسليح المسموحة التي نصّ عليها الكود.

تُحسب نسبة التسليح بحالة العمود الخاضع لضغط مركزيّ بالعلاقة:

$$\mu_s = \frac{P_{U1}}{0,8 \cdot \Omega \cdot A'_C \cdot f_y} - 0,85 \cdot \frac{f'_C}{f_y} ; \quad \Omega = 0,65 \quad (26-4)$$

كما يمكن استعمال العلاقة الآتية لحساب التسليح المضغوط:

$$P_{U1} = 0,8 \cdot \Omega \cdot (0,85 \cdot f'_C \cdot A'_C + A'_S \cdot f_y) \quad (27-4)$$

أما بحالة العمود الخاضع لقوة شادة مركزية فيحسب التسليح المشدود من العلاقة:

$$A_s = \frac{P_{U2}}{\Omega \cdot f_y} ; \Omega = 0,9 \quad (28-4)$$

وفي النهاية يُسلخ العمودان بالقيمة الأكبر بين حالة العمود الخاضع لضغط مركزيّ والعمود الخاضع لشدّ مركزيّ على أن تُحقّق نسبة التسليح الحسابيّة النسب المسموحة الأصغرّيّة والأعظميّة للأعمدة.

6-4 اشتراطات خاصة بالجمل الإنشائيّة المقاومة للزلازل والمؤلّفة من جدران قصيّة:

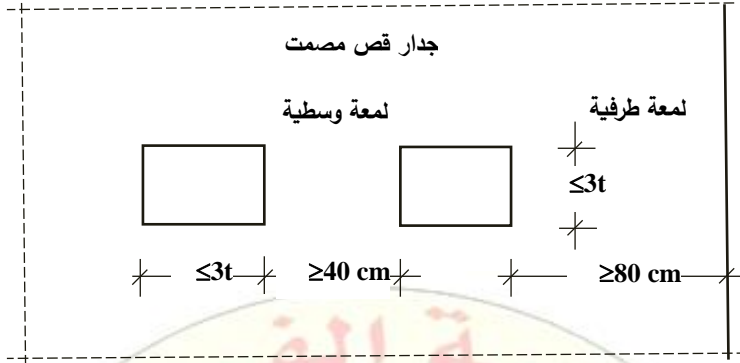
1-6-4 اشتراطات المباني:

- 1- يفضل ألاّ يقلّ عدد الجدران القصيّة بالاتجاه الواحد عن جدارين غير واقعين على استقامة واحدة ويحققان التناظر في مسقط المنشأ ما أمكن، ويمكن تجاوز هذا الشرط إذا كانت الجدران لأحد الاتجاهات فقط في منتصف المسقط الأفقيّ، وأنجز التحليل بالطرائق الديناميكيّة.
- 2- يفضّل ألاّ يقلّ طول الجدار القصيّ (عمق القطاع العرضيّ الأفقيّ) من دون فتحات عن 1/10 من الارتفاع الكلي للجدار إلّا إذا تحققت السهوم، ويمكن الاعتماد على القيم الواردة في الجدول (2-4)، (الفقرة 2-5-7 البند 7/ ص 164 من ك. ع. س)، كدليل للمهندس على اعتماد أطوال المقاطع العرضيّة للجدران القصيّة، على أن يتمّ زيادة هذه القيم في حال وجود فتحات.

الجدول (2-4) الحدود الدنيا لطول الجدار القصي

الارتفاع H من ظهر الأساسات حتى منسوب السقف الأخير	الطول الأفقي لجدار القص
حتى 10m	H/4
أكبر من 10m وحتى 20m	H/5,5
أكبر من 20m وحتى 30m	H/7
أكبر من 30m وحتى 50m	H/8,5
أكبر من 50m	H/10

- 3- في حال تنفيذ فتحات صغيرة لا يتعدّى أكبر بعد لها (3 مرات) سماكة جدار القصّ المصمت فيجب ألاّ يقلّ بعد الفتحة عن طرف الجدار عن 80cm والبعد بين فتحتين متجاورتين عن 40cm.



الشكل (4-8) اشتراطات بعدية للفتحات في الجدران القصية

4- يفضل استعمال جدران بيت الدرج وجدران المصعد حال وجودها كجدران قصية، ويستطيع المصمم إضافة جدران قصية أخرى ضمن مسقط الكتلة حسب الضرورة، إذا كانت جدران بيت الدرج وجدران المصعد متوضعة بشكل لا مركزي ضمن المسقط، كما يمكن الاستغناء عنها إذا سببت عزوم فتل كبيرة نتيجة عدم التناظر.

5- يفضل توزيع مواقع الجدران القصية في المسقط الأفقي الإنشائي بحيث يتحقق الآتي:

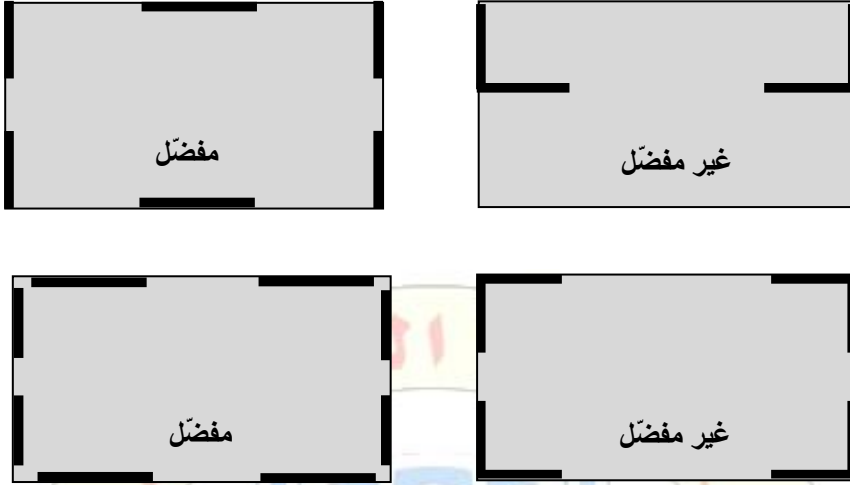
أ- صلابة مناسبة لمقاومة القوى الأفقية للاتجاهين.

ب- تخفيف عزوم الفتل بالاتجاهين، وذلك بوضع الجدران بمكان قريب من المحيط وبصورة متناظرة.

ج- تجنب حدوث قوى حرارية كبيرة نتيجة لمنع الأسقف من التمدد والتقلص.

يمكن تحقيق الشرط (أ) من البند (5) أعلاه بوضع عدد كافٍ من الجدران بالاتجاهين وبأطوال مناسبة، أما الشرط (ب) فيتحقق بوضع الجدران بمكان قريب من محيط الكتلة وبشكل متناظر، أما الشرط (ج) فيلزم لتحقيقه عدم وضع جدران رأسية ذات صلابة كبيرة في طرفي البناء تمنع تقلص أو تمدد أسقف الكتلة أفقيًا، لذلك يفضل أن توضع الجدران بطرفي طول الكتلة موازية للضلع القصير أما الجدران الموازية للضلع الطويل فتوضع بمنطقة وسط الكتلة ويوضح الشكل (4-9) الوضع المفضل وغير المفضل للجدران القصية.

6- في حال تضمنت الجملة الإنشائية إطارات بالإضافة لجدران قصية فيمكن إهمال مساهمة الإطارات إذا كانت هذه المساهمة بسيطة مع أخذ الاحتياطات الإنشائية اللازمة.



الشكل (9-4) توضع الجدران القصية لمقاومة القوى الزلزالية

2-6-4 اشتراطات بعدية:

1- لا تقل سماكة أي جدار مسلح عن 15cm أو عن $l_0/25$ ، حيث l_0 طول التحنّب للجدار، ولا تقلّ عن 25cm للجدران المسلحة في الأفقية (جدران خارجيّة) والجدران المقاومة للحريق والجدران الاستناديّة ص 164 من ك. ع. س. وفي حال الأبنية متعددة الطوابق تعطى سماكة الجدران كما يلي الشكل (4-10):

- 15cm لأعلى خمسة أمتار.
- تزداد سماكة الجدران بمقدار 5cm لكل 20m تالية للخمسة أمتار العليا، ويمكن الاستغناء عن هذا الشرط عندما تكون الجدران صندوقيّة، يمكن الاكتفاء بسماكة دنيا للجدران 15cm عندما يكون المبنى مؤلفاً من طابقين أيضاً.

2- يمكن تزويد نهايات الجدران القصية المعرّضة لجهود كبيرة بأجنحة عرضيّة من الخرسانة المسلّحة (أعمدة ظاهرة) وفق متطلّبات التصميم الإنشائيّ، وبما يتلاءم مع التصميم المعماريّ.



الشكل (10-4) مقطع عرضي لجدار خرساني مسلح

3-6-4 شروط وترتيبات الحاجة لوجود عناصر حدودية (طرفية) في الجدران القصية:

يتمّ تصميم الجدران أو أجزاء الجدران وفقاً للطرائق العادية المستعملة للأعمدة، ويجب أن يتمّ التصميم بأخذ تأثير القوى المحورية الناظمية والقوى الأفقية وفق تركيب التحميل الأخطر، وبعد ذلك لابدّ من توزيع هذا التسليح عند طرفي الجدار، وقد ذكر الكود العربي السوري بالملحق (ز) شروطاً خاصة بمسافة امتداد التسليح الطولي على المستوى الشاقولي للجدار، وأيضاً مسافة توزيعه أفقياً على طول الجدار، إضافة لربط التسليح الطولي بالعرضي، وأطلق على العناصر التي تحتاج مثل هكذا ترتيبات باسم "العناصر الطرفية الحدودية" العادية أو الخاصة، والتي قد تكون مخفية أو ظاهرة كعناصر مجنحة، وفقاً لعدم تجاوز نسبة التسليح نسبة التسليح الأعظمية المسموحة وفيما يلي شرح لهاتين الطريقتين:

1- طريقة الانتقالات لتحديد الحاجة لعناصر طرفية (boundary elements):

ليكن الطول الكلي للجدار القصي l_w ، وسماكته b_w يخضع في المقطع الحرج لقوة ضاغطة N_u وعزم انعطاف M_u ، كما هو مبين بالشكل (4-11) يجب أن تزود المناطق المضغوطة بعناصر طرفية (حدودية) إذا كان C أكبر بعد للمحور الحيادي عن الليف الأكثر انضغاطاً يحقّق المتراجحة الآتية:

$$C \geq \frac{l_w}{600 \cdot (\delta_u / h_{wcs})} ; \delta_u / h_{wcs} \geq 0,007 \quad (29-4)$$

h_{wcs} : ارتفاع الجدار بدءاً من المقطع الحرج المدروس وحتى أعلى نقطة من الجدار. ويحسب C أكبر بعد للمحور السليم عن الليف الأكثر انضغاطاً وفقاً للقوى المحورية المصعدة وطاقة التحمل الاسمية للعزوم المنسجمة مع الانتقال δ_u .

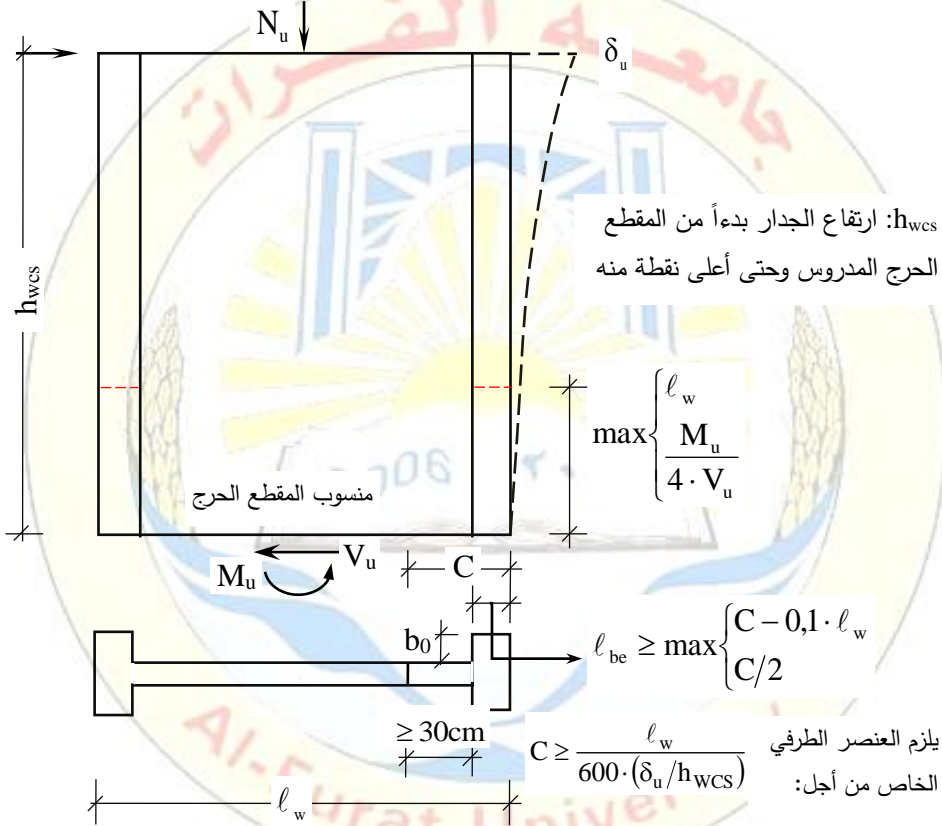
- يجب أن يستمرّ العنصر المحيطي أفقياً من أبعد ليف مضغوط باتجاه مركز الجدار على الأقلّ لمسافة l_{be} حيث:

$$l_{be} \geq \max \begin{cases} C - 0,1 \cdot l_w \\ \frac{C}{2} \end{cases} \quad (30-4)$$

- ما لم يتم إجراء حسابات إضافية للمقاطع المجنحة، يجب أن يمتد العرض الفعّال للجناح b_0 (في حال ضرورة إظهار العناصر الحدودية) من وجه الجسد لمسافة تساوي:

$$b_0 \leq \min\left(\frac{L}{2}; 0,25 \cdot h_w\right) \quad (31-4)$$

L : مسافة الضوء بين جسد الجدار القصي المدروس وجسد جدار قصي مجاور يوازيه.
 h_w : الارتفاع الكلي للجدار القصي من مستوي اتّصاله بالأساس وحتى أعلى نقطة منه.



الشكل (11-4) اشتراطات العناصر الحدودية وفق طريقة الانتقالات

2- طريقة الإجهادات لتحديد الحاجة لعناصر طرفية:

ليكن الطول الكلي للجدار القصي l_w ، وسماكته b_w يخضع لقوة ضاغطة N_u وعزم انعطاف M_u ، كما هو مبين بالشكل (12-4)، تُحسب قيمة الإجهاد المتولد في الليف الأقصى الأكثر انضغاطاً وفقاً للقوى المصعدة وباستعمال الخصائص المرنة الخطية للمقطع الكلي للجدار من العلاقة:

$$\sigma'_c = \frac{N_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_g} \cdot \frac{l_w}{2} \quad (32-4)$$

A_g : مساحة كامل المقطع الخرساني للجدار القصي.

I_g : عزم عطالة المقطع غير المتشقق للجدار القصي.

l_w : الطول الكلي للجدار.

- إذا كان $\sigma'_c > 0,2 \cdot f'_c$ هذا يعني أن الجدار بحاجة لوجود عناصر طرفية حدودية (boundary elements)، ويمكن إيقاف العنصر المحيطي عندما تصبح إجهادات الضغط في الليف الأكثر انضغاطاً $\sigma'_c < 0,15 \cdot f'_c$.

إن وجود العناصر الحدودية الطرفية ضروري لتطويق الخرسانة الذي وصل فيه الانفعال في الليف الأكثر انضغاطاً لقيمة تجاوز فيها الانفعال الحدي، وذلك بسبب انتقال الجدار بقيمة تساوي للقيمة التصميمية الناتجة عن القوى الأفقية.

- يجب أن يستمر العنصر المحيطي أفقياً من أبعد ليف مضغوط باتجاه مركز الجدار على الأقل لمسافة l_{be} حيث:

$$l_{be} \geq \max\left(C - 0,1 \cdot l_w; \frac{C}{2}\right)$$

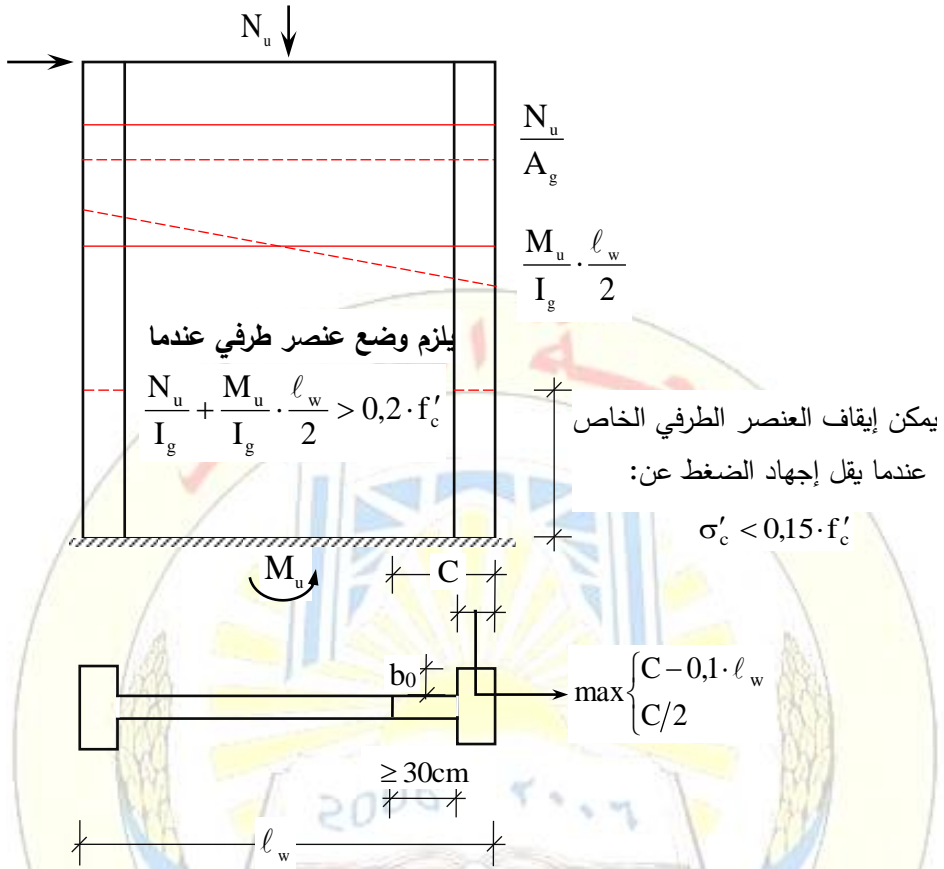
C : هي البعد الأكبر للمحور السليم المحسوب وفقاً للقوة المحورية المصعدة، والطاقة الاسمية للعزوم المترافقة مع الانتقال δ_u .

- ما لم يتم إجراء حسابات إضافية للمقاطع المجنحة، يجب أن يمتد العرض الفعال للجناح b_0 (في حال ضرورة إظهار العناصر الحدودية) من وجه الجسد لمسافة تساوي:

$$b_0 \leq \min\left(\frac{L}{2}; 0,25 \cdot h_w\right)$$

L : مسافة الضوء بين جسد الجدار القصي المدروس وجسد جدار قصي مجاور يوازيه.

h_w : الارتفاع الكلي للجدار القصي من مستوي اتّصاله بالأساس وحتى أعلى نقطة منه.



4-6-4 تصميم الجدران القصية على القص وفق الكود العربي السوري:

- كنتيجة لتأثير القوى الأفقية الناتجة عن الهزة الأرضية تخضع الجدران القصية لقوى قاصة تحسب وفق التراكيب الأساسية والثانوية الناتجة عن الأفعال الزلزالية. ولحساب الإجهاد المماسي الحدي في الجدار القصي ميّز الكود الحالتين الآتيتين بناءً على المنطقة الزلزالية التي يقع فيها المنشأ:
- في المناطق الزلزالية (1, 2) أي من أجل $Z < 0,3$ يحسب الإجهاد المماسي الحدي من العلاقة:

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,75 \cdot b \cdot (0,8 \cdot d)} \quad (33-4)$$

تمثل d الارتفاع الفعال لمقطع الجدار القصي ويقدر بـ $0,95 \cdot l_w \rightarrow 0,85 \cdot l_w$.

- في المناطق الزلزالية (3, 4) أي من أجل $Z \geq 0,3$ يحسب الإجهاد المماسي الحدي من العلاقة:

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,75 \cdot b \cdot (0,7 \cdot d)} \quad (34-4)$$

- تمثل d الارتفاع الفعال لمقطع الجدار القصي ويقدر بـ $0,9 \cdot L_w \rightarrow 0,75 \cdot L_w$. عند ترافق القص V_u مع قوى ضاغطة حدية N_u يسمح للخرسانة مقاومة إجهادات مماسية افتراضية تعطى وفق الكود العربي السوري بالعلاقة الآتية:

$$\bar{\tau}_{cu} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \left(1 + 0,007 \cdot \frac{N_u}{A_c}\right) \cdot 0,5 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (35-4-a)$$

$$\bar{\tau}_{cu} \text{ (MPa)} = \left(1 + 0,07 \cdot \frac{N_u}{A_c}\right) \cdot 0,16 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (35-4-b)$$

- A_c : مساحة المقطع العرضي للخرسانة للجدار القصي. في ص 267 من ك. ع. س. يسمح بإهمال التأثير الإيجابي لقوة الضغط، عندما يتعلق الأمر بدراسة الجدران القصية وتعطى علاقة الإجهاد المماسي الأعظمي بالعلاقة:

$$\max \bar{\tau}_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (36-4-a)$$

$$\max \bar{\tau}_u \text{ (MPa)} = 0,65 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (36-4-b)$$

- بعد حساب الإجهاد المماسي الحدي الحسابي نميز الحالات الآتية:
- 1- إذا كان $\tau_u \leq \bar{\tau}_{cu}$ تسليح القص إنشائي، ويكفي الأ يقل عن أكبر القيمتين الآتيتين:

- التسليح الأفقي للجدران المسلحة حسب نوع الفولاذ المستعمل ولوجهي الجدار.

- التسليح الأضغري المحسوب لطرفي الجدار بالعلاقة:

$$\min A_{St} = \frac{0,35}{f_y} \cdot b \cdot S \quad (37-4-a)$$

$$\min A_{St} = \frac{3,5}{f_y} \cdot b \cdot S \quad (37-4-b)$$

- ألا يقل في جميع الأحوال عن $5\phi 8/m$ لكل وجه من الجدار ولمتر من ارتفاعه.
- 2- إذا كان $\bar{\tau}_{cu} \leq \tau_u \leq \max \bar{\tau}_u$ تسليح القص حسابي، وفق العلاقة الآتية:

$$A_{St} = \frac{(\tau_u - \tau_{0u})}{f_y} \cdot b \cdot S \quad (38-4)$$

ووفقاً للاحتياطات على القوى الأفقية تُعدّ مساهمة الخرسانة في مقاومة القوى
القاصة τ_{ou} معدومة.

تمثّل b سماكة الجدار القصي.

S : التباعد الرأسي بين أسياخ التسليح العرضي في الجدار القصي.

4-6-4 شروط خاصة بالتسليح العرضي للعناصر الطرفية (الحدودية) وفق

الملحق (ز) في الكود الأساس:

عند توزيع التسليح الطولي في طرفي الجدار جرت العادة على تطبيق شروط خاصة بالتسليح العرضي في الأعمدة الخرسانية، وهي ربط الأسياخ الطولية بالأساور العرضية وشروط اختيار قطر الأساور اللازمة، ولكن عند الحاجة لوجود عناصر طرفية حودية فلا بد من اتباع قواعد إضافية خاصة، ذكرت في الملحق (ز) من الكود الأساس وسنوردها فيما يلي (الشكل (4-13)):

1- يجب ألا يقلّ المجموع الكلي لمقاطع تسليح الأساور A_{Sh} عن القيمة الأكبر من المعادلتين الآتيتين:

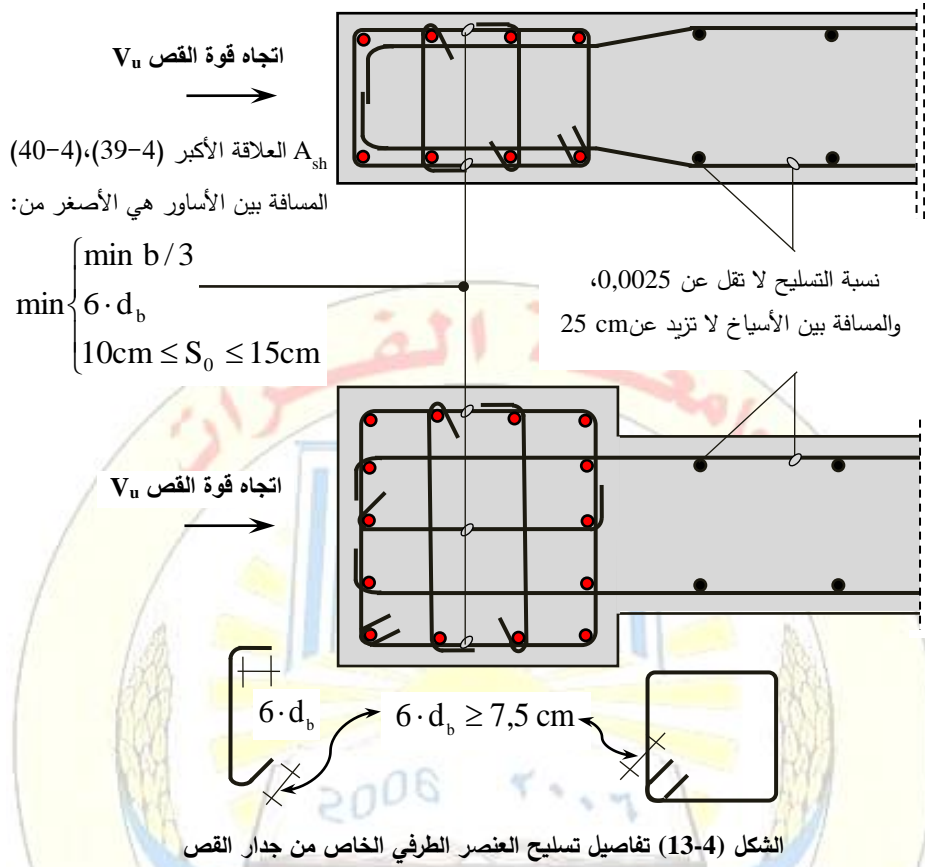
$$A_{Sh} = 0,09 \cdot \frac{S \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \quad (39-4)$$

$$A_{Sh} = 0,3 \cdot \frac{S \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{Ch}} \right) - 1 \right] \quad (40-4)$$

b_c : عرض النواة الخرسانية المحصورة بين أذرع الأسوار الخارجية.

2- يجب تأمين تسليح عرضي بواسطة أساور حلزونية أو دائرية أو مستطيلة، مع أو من دون دبابيس (شناكل)، يمكن استعمال دبابيس بقطر الأساور ذاته أو أصغر، على أن يكون كلّ طرف دبوس، يربط قضيب تسليح طولي، يمكن للدبابيس المتتالية أن تتناوب في نهاياتها على طول قضيب التسليح الطولي بين طرفي المقطع، ويجب ألا يتجاوز التباعد بين الدبابيس أو أذرع الأساور h_x (ضمن مقطع العنصر) المسافة 300mm.

يبين الشكل (4-14) مثلاً لتوضع تسليح عرضي مكون من أسواره محيطية وثلاثة شناكل (دبابيس)، فعلياً لا تكون الشناكل ذات العكفات 90° فعالة في الإحاطة مثل الشناكل ذات العكفات 135° أو الأساور المحيطية.



3- يجب أن لا يتجاوز تباعد التسليح العرضي في العنصر الطرفي، بدءاً من وجه

المقطع الحرج ولمسافة لا تقل عن $\max \left\{ \frac{M_u}{4 \cdot V_u}, \ell_w \right\}$ ، الشكل (15-4)، الأصغر مما يأتي:

أ - على ثلث البعد الأصغر للعنصر الطرفي.

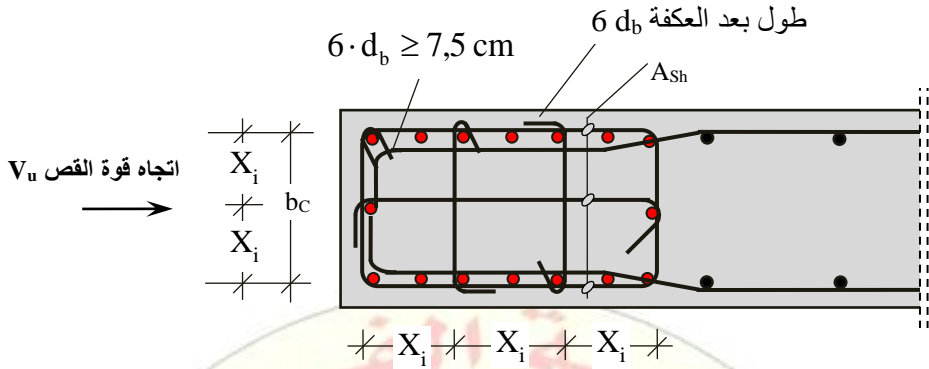
ب- ستة أضعاف أصغر قطر لسيخ التسليح الطولي.

ج- المسافة S_0 كما هي محدّدة في المعادلة الآتية:

$$100\text{mm} \leq S_0 = 100 + \frac{(300 - h_x)}{3} \leq 150\text{mm} \quad (41-4-a)$$

$$10\text{cm} \leq S_0 = 10 + \frac{(30 - h_x)}{3} \leq 15\text{cm} \quad (41-4-b)$$

h_x : هي أكبر مسافة بين مركزي سيخين مربوطين بفرعي أسواره في المقطع العرضي للعنصر الطرفي.



ربط الأسياخ الطولية المتناوبة بشناكل ذات عكفات بزوايا 90 درجة تتعكس في طرفي العمود

h_x المستعملة في العلاقة هي أكبر قيمة لـ X_i

يجب ألا تزيد X_i وهي المسافة بين مركزي الأسياخ المربوطة عن 30 cm

الشكل (14-4) التسليح العرضي في الأعمدة، الموافق للرقم (ز-8) من الملحق (ز)

4- يجب أن يستمر التسليح العرضي للعناصر المحيطية عند قواعد الجدران، لمسافة في المساند تساوي $l_d \geq 1,25 \cdot l_b$ ، كما هو مبين بالشكل (4-15)، وهو طول التثبيت لأكبر أسياخ تسليح طولية للعنصر المحيطي.

أما إذا انتهى العنصر الطرفي الخاص في الحوائط أو الأساسات، يجب أن يستمر التسليح العرضي مسافة لا تقل عن 300mm ضمن الأساس أو الحصيرة.

تعطى علاقة حساب طول التثبيت (وحدات مترية)، تقاس بـ f'_c, f_y بـ kg/cm^2 ، وقطر السبخ بـ mm:

$$l_d (\text{mm}) \geq \max \begin{cases} 300 \text{ mm} \\ 0,005 \cdot \frac{1,25 \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \phi^2 \\ 0,0075 \cdot \phi \cdot 1,25 \cdot f_y \end{cases} \quad (42-4-a)$$

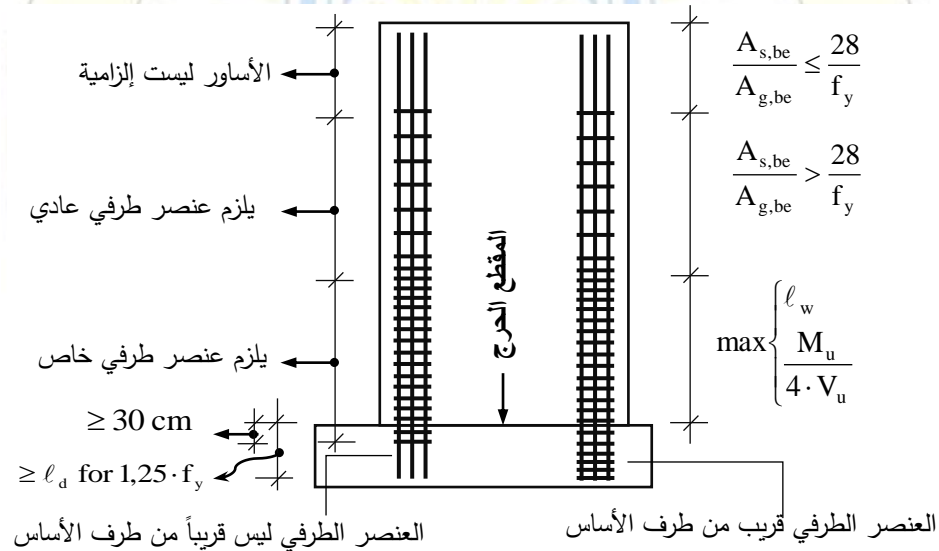
طول التثبيت (وحدات دولية)، تقاس بـ f'_c, f_y بـ MPa، وقطر السبخ بـ mm.

$$l_d (\text{mm}) \geq \max \begin{cases} 300 \text{ mm} \\ 0,016 \cdot \frac{1,25 \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \phi^2 \\ 0,075 \cdot \phi \cdot 1,25 \cdot f_y \end{cases} \quad (42-4-b)$$

5- يجب أن يتم تثبيت التسليح العرضي لجسد الجدار (والمحسوب وفق القوة V_u للتركيب الحاكم) في نواة العنصر المحيطي، انظر الشكلين (4-11) و(4-12)، كي يتمكن هذا التسليح من الوصول إلى حد الخضوع f_y .

6- عند انتهاء الحاجة لوجود عنصرين محيطيين للجدار وفقاً لاحدى الطريقتين المذكورتين أعلاه (الشكل (4-15)، والشكل (4-16)) فيجب تحقيق الشروط الآتية:

- إذا كانت نسبة التسليح الطولي في العناصر المحيطية أكبر من $\frac{28}{f_y (\text{kg/cm}^2)}$ فيجب أن يحقق التسليح العرضي متطلبات متعلقة بشكل الأساور، أو الشناكل، وأن يستمر العنصر المحيطي أفقياً باتجاه مركز الجدار على الأقل لمسافة الأكبر من: $(C-0,1 \cdot l_w)$ أو $(C/2)$ ، كما يجب ألا يزيد أكبر تباعد للتسليح العرضي في العناصر المحيطية عن 200mm.



الشكل (4-15) نهاية طرفية في جدار قصي عند التصميم وفق طريقة الانتقالات،

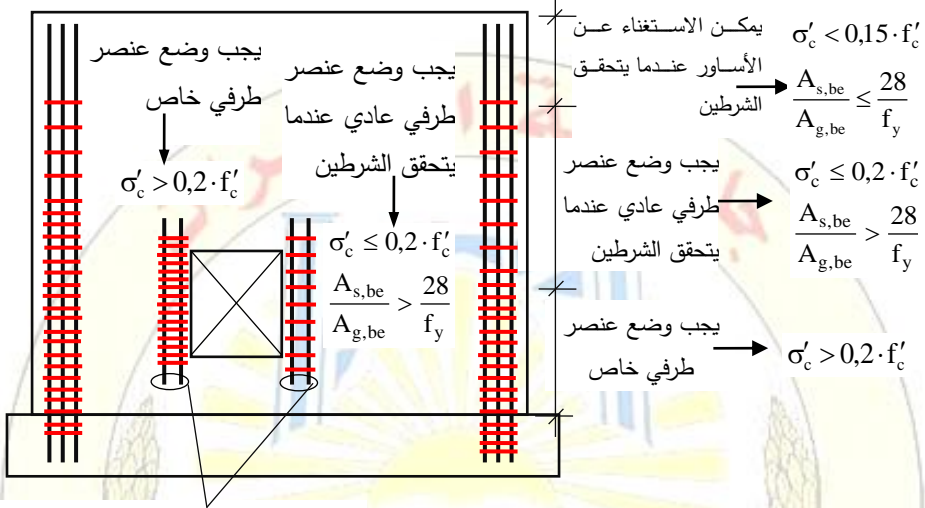
المقطع الحرج عند ظهر الأساس من أجل نهايات خاصة وعادية

- أما في الحالة التي تكون فيها:

$$V_u < 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad (43-4-a) \quad (\text{واحدات دولية})$$

$$V_u < 0,27 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad (43-4-b) \quad (\text{واحدات مترية})$$

يجب أن يحتوي التسليح العرضي المنتهي عند أطراف الجدار الإنشائي (الذي لا يتضمن عناصر طرفية) على عكفات نظامية حول التسليح الطرفي (الشاقولي)، أو يجب إحاطة التسليح الطرفي للجدار بأساور أفقية على شكل U، لها أقطار وتباعد التسليح العرضي ذاته، لكي تتراكم مع التسليح العرضي بطول التراكب النظامي.



طول إرساء بعد الفتحة، من الأعلى والأسفل

ملاحظة: يجب وضع العنصر الطرفي طالما أن $\sigma'_c > 0,2 \cdot f'_c$ ويستمر العنصر الطرفي حتى $\sigma'_c < 0,15 \cdot f'_c$

الشكل (4-16) متطلبات النهايات الحدودية في الجدار القصي عند التصميم وفق طريقة الاجهادات

4-6-5 شروط خاصة بالتسليح الموزع في الجسد (الملحق ز في الكود الأساس):

يجب ألا تقلّ نسب التسليح الموزع في الجسد $(\rho_t ; \rho_\ell)$ عن 0,0025، (حيث تمثل ρ_ℓ نسبة مساحة التسليح الطولي إلى مساحة المقطع الكلي للخرسانة العمودي على هذا التسليح، و ρ_t نسبة مساحة التسليح العرضي (الأفقي) في الجدار إلى مساحة مقطع الخرسانة العمودي على هذا التسليح)، كما هو موضح بالشكل (4-17)، إلا إذا كانت قوة القصّ المصعدة V_u تساوي:

$$V_u < 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{واحدات دولية})$$

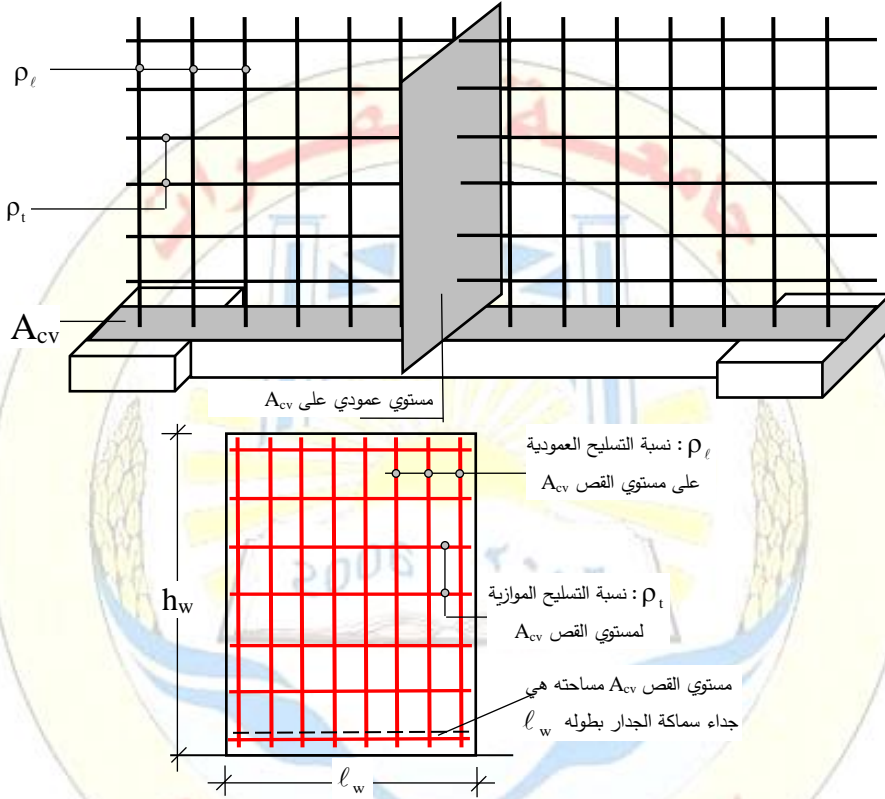
$$V_u < 0,27 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{واحدات مترية})$$

$A_{cv} = l_w \cdot t$: مساحة مستوي القصّ، والمساوي إلى جداء طول الجدار بسماكته.

f'_c : المقاومة المميزة الأسطوانية لضغط الخرسانة.

$\lambda \leq 1$: معامل تعديل يظهر انخفاض الخواص الميكانيكية للخرسانة الخفيفة، $\lambda = 1$ للخرسانة العادية، $\lambda < 1$ من أجل الخرسانة الخفيفة.

ويجب ألا يزيد التباعد بين قضبان التسليح بالاتجاهين على 300mm، ويجب أن يكون تسليح القص المشارك في مقاومة V_n مستمراً وموزعاً على مستوى القص.



الشكل (17-4) تعريف كل من ρ_ℓ ; ρ_t ; A_{cv}

6-6-4 اشتراطات التسليح للجدران القصية وفق ما ورد في الكود العربي السوري الأساس:

1-6-6-4 اشتراطات نسب التسليح الدنيا والقصوى في جسد الجدران القصية:

لتحقيق اشتراطات التسليح للجدران القصية تُمَيِّز الحالات الآتية:

أ- الجدار يخضع للامركزية صغيرة (الضغط هو الحاكم): تصادف هذه الحالة عند تصميم مقطع الجدار على حالة الحد الأقصى وتكون اللامركزية التوازنية e_b أكبر أو

تساوي اللامركزية الفعلية أي $e_b \geq e$ ، في هذه الحالة يجب ألا تقل نسبة التسليح في كلٍ من الاتجاهين الأفقي والشاقولي عن القيم الآتية:

$$\checkmark \text{ إذا كانت } N \leq \frac{N_u}{2}$$

$$\bullet \text{ من أجل فولاذ مطاوع: } \min \mu_s \geq \frac{3,0}{1000}$$

$$\bullet \text{ من أجل فولاذ عالي المقاومة: } \min \mu_s \geq \frac{2,5}{1000}$$

N : القوّة المحوريّة الحديدية الفعلية التي يخضع لها الجدار من أجل شريحة مترية.

N_u : القوّة المحوريّة الحديدية العظمى التي يستطيع الجدار تحمّلها من أجل شريحة مترية

$$N_u = 0,8 \cdot \Omega \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c + f_y \cdot A'_s) \quad \text{وتساوي:}$$

للتبسيط ولعدم معرفة مساحة التسليح يمكن الاعتماد على ما يتحمّله الجزء الخرسانيّ،

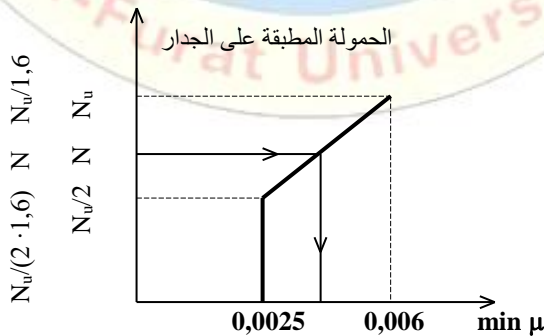
$$N_u = 0,8 \cdot \Omega \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c \quad \text{أي:}$$

$$\checkmark \text{ إذا كانت } N_u \geq N > \frac{N_u}{2}$$

يمكن زيادة مساحة التسليح بشكلٍ خطيٍّ بالارتباط مع زيادة الحمولة المطبقة، ويمكن تمثيل ذلك بياناً كما في الشكل (4-18) أو وفق علاقة بدلالة القوّة المطبقة على الجدار وطاقة المقطع الخرسانيّ القصوى.

$$\bullet \text{ من أجل فولاذ مطاوع: } \min \mu = 0,0025 + 0,007 \cdot \frac{N - N_u/2}{N_u}$$

$$\bullet \text{ من أجل فولاذ عالي المقاومة: } \min \mu = 0,003 + 0,006 \cdot \frac{N - N_u/2}{N_u}$$



الشكل (4-18) زيادة نسبة التسليح الشاقولي والأفقي الأصغرية ارتباطاً مع مقدار الحمولة المطبقة

✓ إذا كانت $N = N_u$: يمكن في هذه الحالة زيادة نسبة التسليح الشاقولي فقط في جسد

$$\min \mu_s = \frac{6}{1000} \quad \text{الجدار ليصل إلى القيمة الآتية:}$$

ب- الجدار يخضع للامركزية كبيرة (الشّد هو الحاكم): نصادف هذه الحالة عند تصميم مقطع الجدار على حالة الحد الأقصى وتكون اللامركزية التوازنية e_p أصغر من اللامركزية الفعلية أي $e_p < e$ ، يجب ألا تقل نسبة التسليح الدنيا والقصى في جسد الجدار عن القيم المحددة للجيزان في الكود الأساس.

4-6-2 ترتيبات متعلّقة بتسليح الجدران القصية:

✓ توزّع أسياخ التسليح للجدران القصية على شبكتين مع سطحي الجدار، وتتوضّع كل شبكة على مسافة لا تقلّ عن 2cm من سطح الجدار الخارجي، وتستعمل شناكل أفقية بالعدد المناسب لتثبيت الشبكتين في مواضعها، وهي المهمة الأساسية للشناكل بالإضافة لمنع الأسياخ الشاقولية عموماً من التحنيب، كما يجب زيادة الشناكل لمنع تحنيب الأسياخ الرأسية (كما في حالة الأعمدة) عندما تزيد قوّة الضغط القصوى المطبقة على الجدار على نصف مقاومة الضغط القصوى للجدار.

✓ إذا كانت $N > \frac{N_u}{2}$ فيجب ألا يزيد التباعد بين أسياخ التسليح الراسي والأفقي عن القيم الآتية وتجدر الإشارة لوجود خلافات في القيم للحالة نفسها بين الكود الأساس وملحق الكود رقم 2/ لذلك تم اعتماد القيم الأكثر تحفظاً:

$$S_h \leq \min \begin{cases} 20\text{cm} \\ 15\phi_{\min} \end{cases}$$

$$S_v \leq 20\text{cm}$$

✓ لا يقلّ قطر الأسياخ الرأسية (الشاقولية) عن: 10mm

لا يقلّ قطر الأسياخ الأفقية عن: 6mm، وفي المناطق الرطبة عن: 8mm، ويتمّ حساب

قيمته من قوة القص التي يخضع لها الجدار في المقطع المدروس.

✓ كما يجب تريبط تسليح الجدران مع العناصر الإنشائية الأخرى من أسقف أو أعمدة أو جدران معاملة بتسليح لا يقلّ عن سيخ بقطر 10mm لكل 30cm، كما هو مبين

بالشكل (4-20)، والشكل (4-21)، وذلك لكل شبكة من شبكات التسليح، ويعدّ تسليح البلاطة العلويّ الموثوقة في الجدار جزءاً من التسليح.

4-6-6-3 شروط نهايات الجدران القصية وفق الكود السوري:

لحساب التسليح الواجب توزيعه في نهايات الجدران القصية ضمن أعمدة مخفية أو ظاهرة يصمّم المقطع العرضي للجدار وهو بأبعاد (b_w, l_w) ، سماكة الجدار، باعتباره خاضعاً لانعطاف مركب M_u, N_u وفق التركيب الأخطر، وذلك باستعمال مخططات الترابط، أو وفق علاقات ويتي، ولتحديد نوع اللامركزية نحسب اللامركزية التوازنية ونميز الحالتين الآتيتين:

أ- الجدار يخضع للامركزية صغيرة (الضغط هو الحاكم) $e_b \geq e$:

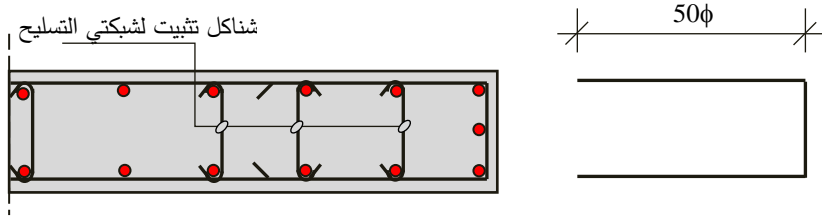
أي أنّ كامل المقطع يتعرّض لقوة ضاغطة أو الجزء الأكبر منه ونمير أيضاً حالتين:

✓ إذا كانت $N \leq \frac{N_u}{2}$: يوضع في كل من نهايتي الجدار عمود مخفي عرضه b_w

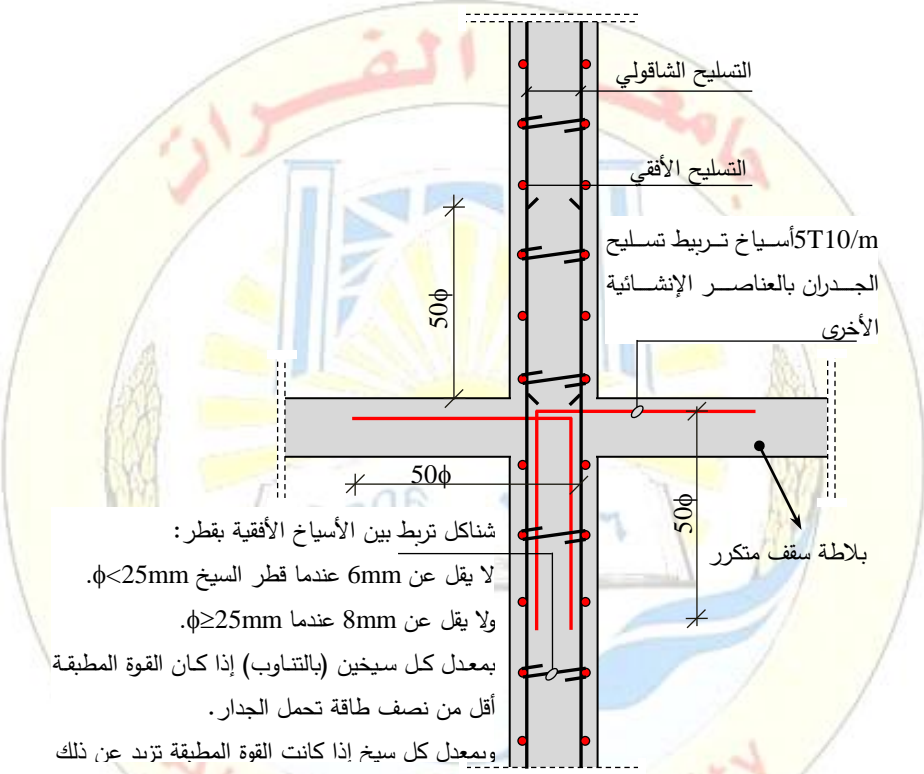
وطول مقطعه $2b_w$ بنسبة تسليح دنيا تساوي 1% وباقي الجدار يعامل كجدار حامل، وتوضع في نهايتي الجدار، أتاري (أساور) مفتوحة على شكل حرف U ويقطر لا يقلّ عن $\phi 8$ ولها التباعد ذاته بين أسياخ التسليح الأفقية، مهمتها تثبيت شبكتي التسليح للجدار في مواضعها، كما هو مبين بالشكل (4-19)، ويبين الشكل (4-20) مقطعاً طولياً لجدار قصي مع توضيح اتصال الجدار مع سقف طابق متكرّر، ويبين الشكل (4-22) مقطعاً طولياً لجدار قصي مع توضيح اتصال الجدار بسقف الطابق الأخير.

✓ إذا كانت $N > \frac{N_u}{2}$: في هذه الحالة يتمّ وضع أعمدة مخفية عند نهايات الجدران

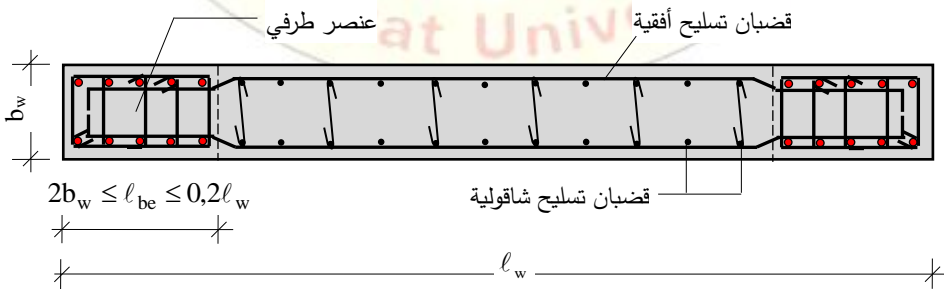
بأبعاد كحد أدنى $2b_w, b_w$ ، وبطول أعظمي يحدد حسابياً (علماً أنه في الطبعة الخامسة 2018 والطبعة الخامسة المنقحة 2020 من الكود الأساس كان هذا الطول محدد بقيمة لا تزيد عن $(0,2l_w)$ ، ومسلحة بتسليح رأسي (شاقولي) لا تقل نسبته عن 1% من مساحة المقطع العرضي للعمود المخفي، على أن يوزع هذا التسليح وفق شروط توزيع تسليح الأعمدة، ويستعمل تسليح عرضي ملائم وفق الاشتراطات المطلوبة في التسليح العرضي للأعمدة كما وردت بالكود الأساس.



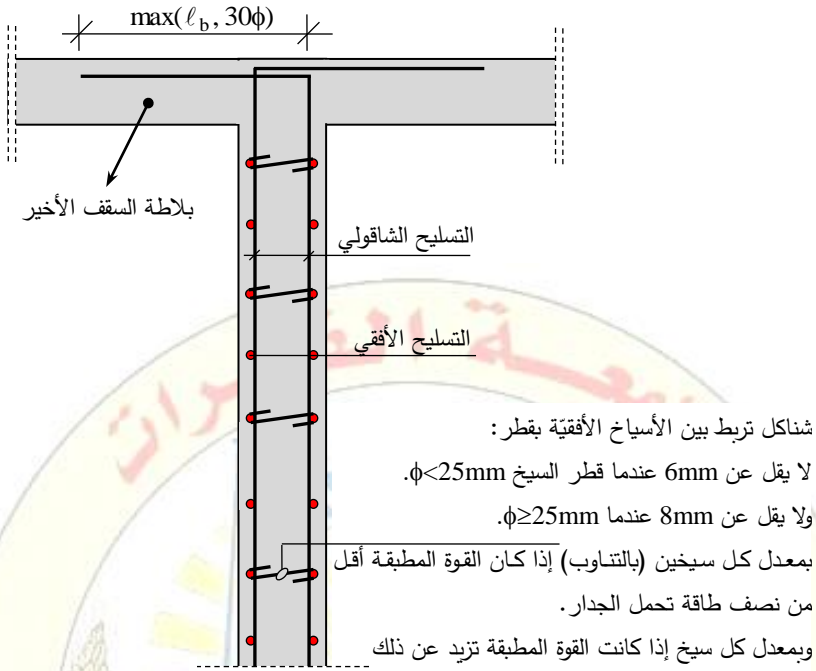
الشكل (19-4) مقطع أفقي لجدار قصي يتعرض لحمل شاقولي لا تتعدى قيمته نصف المقاومة القصوى للجدار



الشكل (20-4) مقطع شاقولي في جدار قصي مع تربيط تسليح الجدران مع الأسقف



الشكل (21-4) مقطع عرضي في جدار قصي عادي



الشكل (4-22) مقطع شاقولي في جدار قصي مع تريبط تسليح الجدران مع الأسقف

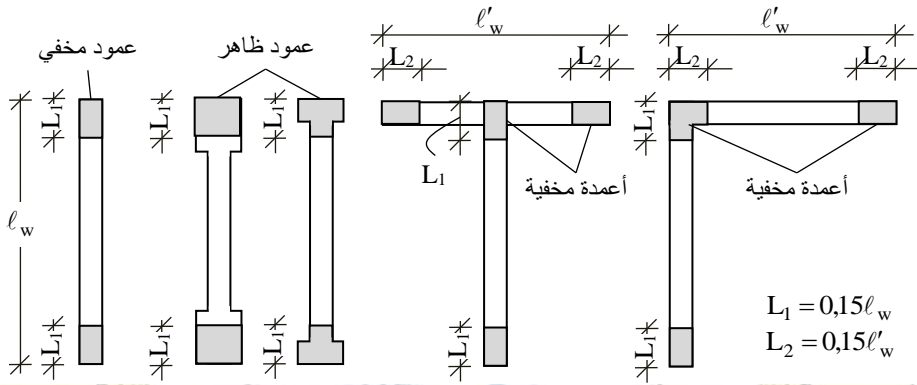
ب- الجدار يخضع للامركزية كبيرة (الشّد هو الحاكم) $e_b < e$:

- ✓ ويحسب هنا التسليح اللازم للشّد، مع مراعاة ذات القواعد الخاصة بالأعمدة المخفية المذكورة بالحالتين السابقتين من ناحية الأبعاد ونسب التسليح الطولي المسموحة، وشروط التسليح العرضي.
- ✓ يحسب التسليح اللازم للشّد، ويوزّع في العمود المخفي على طرفي الجدار بأبعاد b_w ، $2b_w$ أو b_w, l_{be} حسب الحاجة على الأقلّ تقلّ مساحة مقطع العمود عن 900cm^2 ، أما جسد الجدار فيسلّح وفق قواعد حساب تسليح الجدران الحاملة لحمولات رأسية.
- ✓ في جميع الحالات يجب ألاّ تزيد نسبة التسليح في الأعمدة المخفية عن 2,5% ولا تقلّ عن 1%.

ويجدر التنويه للملاحظات العامة الآتية:

- 1- يجب ألاّ تقل مساحة المقطع العرضي للعمود المخفي عن 900cm^2 .
- 2- تحقيق تناظر تسليح الأعمدة المخفية في طرفي الجدار القصي.
- 3- أن يكون التسليح الأفقي للجدار هو الأقرب للسطح الخارجي للجدار أي يتم وضع التسليح الناتج عن القص بشكل يغلف التسليح الرأسي.

- 4- بشكل عام يجب ألا تقل أطوال التماسك بين أسياخ التسليح الرأسي في الجدران القصية على 50ϕ ، وتمثل ϕ قطر السبخ المستعمل.
- 5- تكثف الأساور في العناصر الحدودية للجدران القصية ضمن منطقة الارتفاع المشترك لاتصال الجدار مع البلاطات ومع الجيزان المتصلة به إذا زادت نسبة التسليح الطولي في العناصر الحدودية عن 2%.
- 6- ورد في الكود الأمريكي ACI 318-19 أنه يمكن زيادة طول العمود المخفي ليصل لحد أعظمي لا يتجاوز $0,15l_w$ حيث l_w تمثل طول الجدار القصي.



- 7- عدلت مسافة امتداد التسليح الطولي في العناصر الحدودية بنسخة الكود الأمريكي

$$ACI318-19 \text{ لتصبح لا تقل عن } \max \left\{ \frac{M_u}{3 \cdot V_u}, l_w \right\}$$

- 8- عدّل الكود الأمريكي ACI318-19 المتراجحة الخاصة بحساب C أكبر بعد للمحور الحيادي عن الليف الأكثر انضغاطاً لتصبح:

$$C \geq \frac{l_w}{600 \cdot 1,5 \cdot (\delta_u / h_{wCS})} ; \delta_u / h_{wCS} \geq 0,005$$

$$C \geq \frac{l_w}{600 \cdot (\delta_u / h_{wCS})} ; \delta_u / h_{wCS} \geq 0,007 \quad \text{بدلاً من}$$

تتصح المؤلف في حال ضرورة وجود عناصر محيطية بسبب تمركز الاجهادات في الأطراف، بحساب الطول اللازم للعنصر المحيطي على ألا يزيد عن $0,15l_w$ كما ورد في الكود الأمريكي ACI318-19.

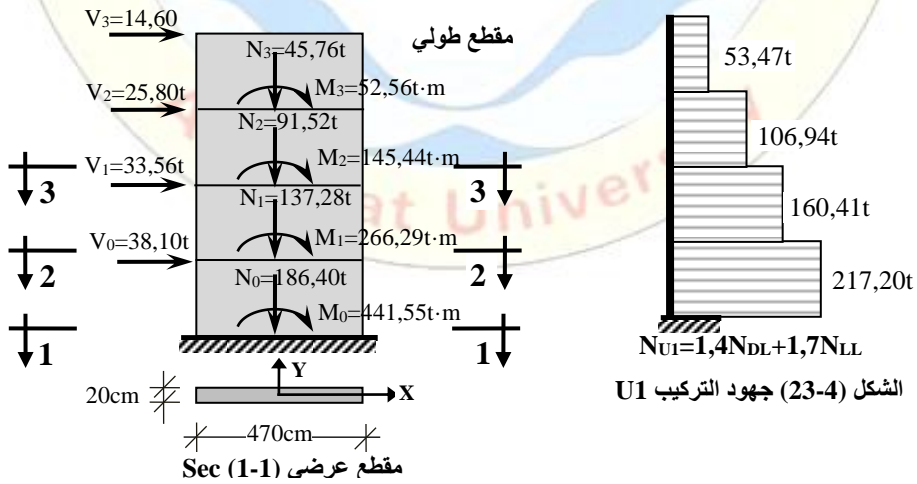
(1-4) مسألة تصميم جدار قصي وفق الكود العربي السوري والملحق (ز)

اعتماداً على نتائج التحليل الإنشائي في المسألة (1-3) ومسقط الجملة الإنشائية المبين في الشكل (10-3)، إذا علمت أن المنشأ يقع في المنطقة الزلزالية الثانية 2A، المقاومة المميزة الأسطوانية لضغط الخرسانة بعد 28 يوم $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ، إجهاد الخضوع للفولاذ الطولي والعرضي $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ ، والمطلوب:

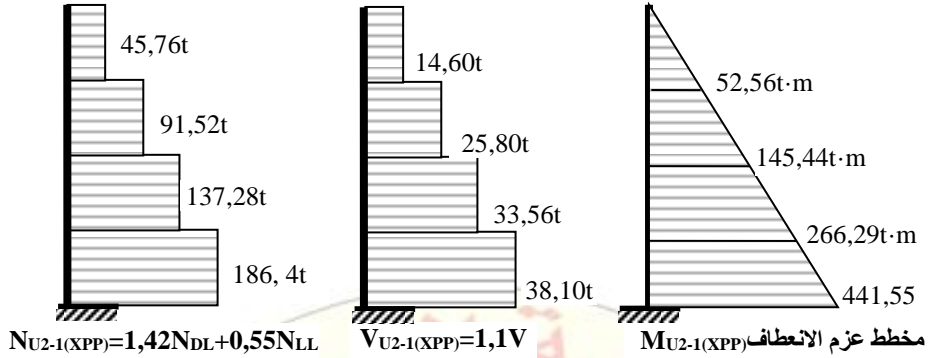
1- اعتماداً على قيم الجهود من التركيب الثاني وفق المخططات المبينة بالشكل (25-4) والمقاطع المبينة بالشكل (24-4):

- احسب التسليح الطولي اللازم في طرفي الجدار بطريقة معادلات التوازن (مخطّط الترابط).
- بين حاجة الجدار لوجود عناصر حدودية boundary element.
- احسب التسليح العرضي في جسد الجدار اللازم لمقاومة القوى القاصّة.
- حقّق كافة اشتراطات الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة والملحق (ز) منه، ووفق الملحق /2/ من الكود الأساس، بما يخص التسليح الطولي والعرضي للجدار.

2- تصميم الجدار W_{x1} على التركيب الأساسي الأول، وفق المخطّط المبين بالشكل (23-4).



الشكل (24-4) الجهود في المقطع السفلي لكل طابق W_{x1}



$$U_{2-1(XPP)}=1,42DL+0,55LL+1,1Q_{XP}$$

الشكل (25-4) جهود التركيب الحاكم $U_{2-1(XPP)}$ الناتج عن التركيب الأساسي U_2

3- ارسم مقطع عرضي وطولي موضحاً كافة التفاصيل التنفيذية الخاصة بالتسليح الطولي والعرضي في الأطراف وفي جسد الجدار.

الحل:

1- تصميم الجدار W_{x1} وفق الجهود الناتجة من التركيب الأساسي الثاني اعتماداً على رسم مخطط الترابط الاسمي:

يوضح الشكل (24-4) مقطع طولي في الجدار المدروس W_{x1} ومثلت الجهود المطبقة في المقطع السفلي للجدار لكل طابق، وبناءً عليه أدخل الوزن الذاتي للجدار حتى المنسوب المدروس.

$$\text{أولاً: تصميم المقطع (1-1): } N_U = 186,40t \quad ; \quad M_U = 441,55t \cdot m$$

• حساب عامل تخفيض المقاومة وفق ك. ع. س. 2020 النسخة المنقحة:

$$\text{ويعطى بالعلاقة: } 0,65 \leq \Omega = 0,65 + 0,25 \cdot \left(1 - \frac{N_U}{0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c} \right) \leq 0,9$$

$$\text{كما تكتب العلاقة بالشكل: } 0,65 \leq \Omega = 0,9 - \frac{0,25 \cdot N_U}{0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c} \leq 0,9$$

$$\text{أو بالشكل: } 0,65 \leq \Omega = 0,9 - \frac{2,5 \cdot N_U}{f'_c \cdot A'_c} \leq 0,9$$

$$N_U > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c \quad \rightarrow \quad \Omega = 0,65 \quad \text{إذا كان:}$$

$$N_U \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c \quad \rightarrow \quad 0,65 \leq \Omega = 0,9 - \frac{2,5 \cdot N_U}{f'_c \cdot A'_c} \leq 0,9$$

$$186,40t < 0,1 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470 \cdot 10^{-3} = 188t$$

$$\Rightarrow 0,65 < \Omega = 0,9 - \frac{2,5 \cdot 186,40}{200 \cdot 20 \cdot 470} = 0,652 < 0,9$$

$$\Omega = 0,652$$

$$N_n = \frac{N_U}{\Omega} = \frac{186,40}{0,652} = 285,83t ; \quad M_n = \frac{M_U}{\Omega} = \frac{441,55}{0,652} = 677,22t.m$$

• حساب عامل تخفيض المقاومة وفق الكود الأمريكي ACI-318-19:

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3600}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00171$$

يُحسب انفعال الشد في صف الأسيخ الأخير كالآتي:

$$d_t = 470 - 2,5 - 0,8 - \frac{1,6}{2} = 465,9 \text{ cm}$$

من مخطط الانفعال للمقطع ومن تشابه المثلثات:

$$\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_t} = \frac{C}{C - d_t} \Rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon'_c \cdot \frac{C - d_t}{C}$$

يُلاحظ أن قيمة موقع المحور الحيادي غير معلومة، صحيح أن حسابها ممكن

بالتقريب المتتالي لكن بدايةً ولتسهيل الحسابات يُفرض بأن: $\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003$

$$\varepsilon_t \geq 0,00171 + 0,003 = 0,00471 \Rightarrow \Omega = 0,9$$

بعد انتهاء التصميم يجري التأكد من صحة الفرض بحساب موقع المحور

الحيادي، ثم تحديد قيمة ε_t الفعلية والتأكد من حالة المقطع، إذا تُحسب الجهود الأسمية:

$$N_n = \frac{N_U}{\Omega} = \frac{186,40}{0,9} = 207,11t$$

$$M_n = \frac{M_U}{\Omega} = \frac{441,55}{0,9} = 490,61t.m$$

• حساب التسليح الطولي لطرفي الجدار اعتماداً على معادلات التوازن (مخطط

الترابط) - تحقيق مقطع خاضع لانعطاف مركب:

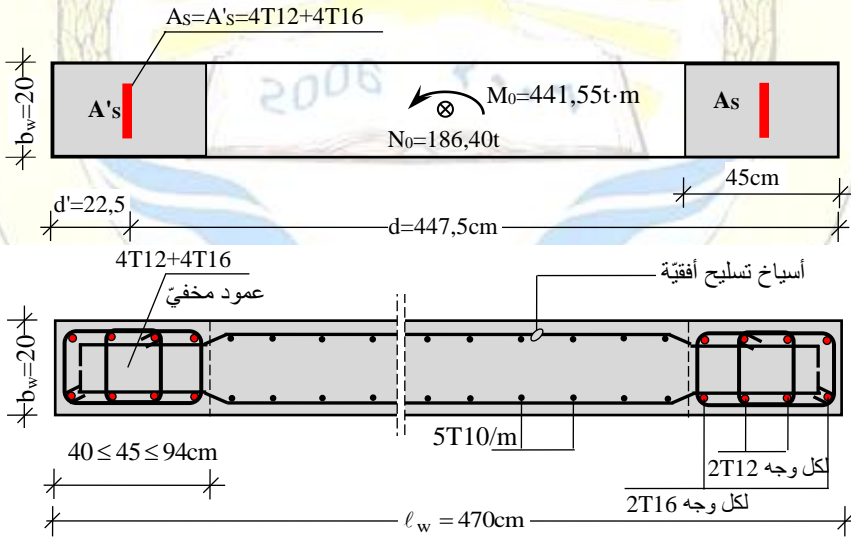
بدايةً تُفرض أبعاد لأعمدة مخفية وتسليح متساوي لها يحق شروط نسب التسليح المسموحة في الأعمدة، ويُفرض كذلك تسليح طولي موزع بانتظام على طول جسد الجدار، ثم يُرسم مخطط الترابط تبعاً لقيم إسمية موافقة لهذه الحالة، فيما بعد يجب التأكد من أن الجهود الإسمية المطبقة على الجدار لحالة التحميل المدروسة M_n , N_n واقعة ضمن المخطط، ولا بد هنا من التنويه إلى أن كل قيمة تُفرض للتسليح أو لأبعاد الأعمدة المخفية تعطي مخطط ترابط مختلف.

تبعاً لشروط الكود العربي السوري يجب ألا تقل نسبة التسليح للعمود المخفي، أو الظاهر (حسب ضرورة وجوده) لكل طرف من الجدار عن 1%، ولا تزيد عن 2,5% (كما في الأعمدة)، كما يجب ألا تقل مساحة المقطع العرضي له عن 900cm^2 (أبعاد دنيا $20 \times 45\text{cm}$)، ويسمح في العمود المخفي أيضاً ألا تقل أبعاده عن $b_w \times 2b_w$ (سماكة الجدار)، كما يجب ألا يزيد امتداده داخل جسم الجدار عن $2b_w \leq \ell_{be} \leq 0,15\ell_w$ (وفق ACI 318-19)، وبالتالي يمكن البدء باختيار عناصر طرفية بأبعاد $20 \times 45\text{cm}$ ، أما التسليح فسنفرض:

$$A_s = A'_s = 4T16 + 4T12 = 4 \cdot 2,01 + 4 \cdot 1,13 = 12,56 \text{ cm}^2 \text{ لكل طرف}$$

$$0,025 > \mu_s = \mu'_s = \frac{12,56}{20 \cdot 45} = 0,0139 \text{ cm}^2 > 0,01 \quad \dots \text{ok}$$

سنفرض أيضاً قيمة التسليح الطولي في جسد الجدار بما لا يقل عن الحد الأدنى المسموح وفق الكود العربي السوري وهي $5T10/\text{m}$ لكل وجه، ويبيّن الشكل القيم المفروضة للتسليح وأبعاد الأعمدة المخفية.



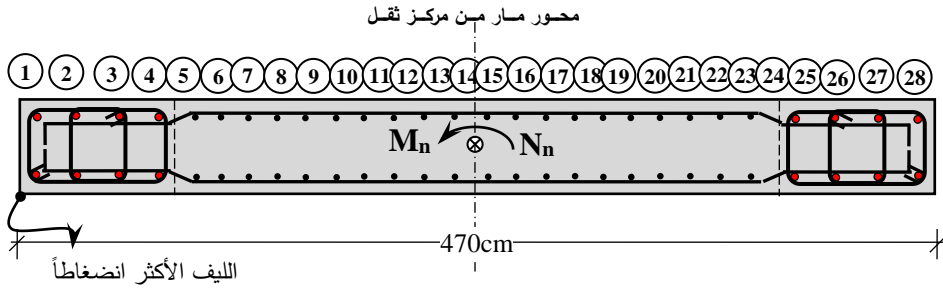
$$d = \ell_w - d' = 470 - \frac{45}{2} = 470 - 22,5 = 447,5 \text{ cm}$$

يفضّل تحديد خمس نقاط على الأقل لرسم مخطّط الترابط اعتماداً على الحسابات اليدوية لنتمكن من رسمه بدقة، وتحدّد ثلاثاً منها على الشكل الآتي:

- النقطة الأولى تمثل نقطة الضغط المباشر أي المقطع يخضع لقوة ضاغطة فقط.

- النقطة الثانية: تمثل الحالة التوازنية للمقطع.
- النقطة الثالثة: وتمثل نقطة الانعطاف البسيط أي المقطع يخضع لعزم انعطاف فقط.
- أما النقطة الرابعة فتقع بين النقطة الأولى لحالة الضغط المركزي والنقطة التي تمثل الحالة التوازنية، والنقطة الخامسة تقع بين النقطة الممثلة للحالة التوازنية والانعطاف البسيط.

قبل البدء بالحسابات يُفضل رسم المقطع العرضي وتحديد عدد الأسياخ في جسد الجدار كما في الشكل (4-26) وفاصلة كل صف منها عن الليف الأكثر انضغاطاً كما في الجدول (4-3) لتسهيل الحسابات.



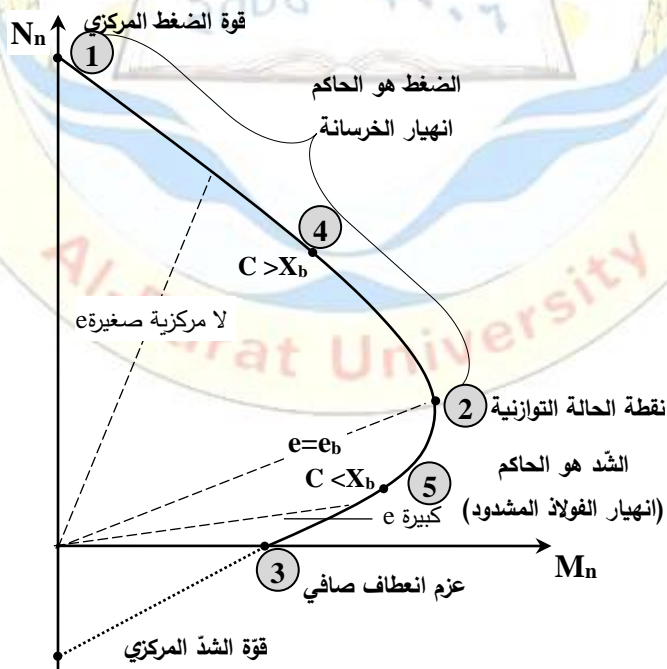
الجدول (4-3) بيانات قطر وتسليح وفاصلة كل صف من الأسياخ لكامل مقطع الجدار عن الليف الأكثر انضغاطاً

رقم السيخ	القطر	مساحة السيخ (cm ²)	العدد n	As (cm ²)	Xi (cm)
1	16	2,01	2	4,02	4,1
2	12	1,13	2	2,26	16,37
3	12	1,13	2	2,26	28,63
4	16	2,01	2	4,02	40,9
5	10	0,78	2	1,56	48,8
6	10	0,78	2	1,56	68,4
7	10	0,78	2	1,56	88
8	10	0,78	2	1,56	107,6
9	10	0,78	2	1,56	127,2
10	10	0,78	2	1,56	146,8
11	10	0,78	2	1,56	166,4
12	10	0,78	2	1,56	186
13	10	0,78	2	1,56	205,6
14	10	0,78	2	1,56	225,2
15	10	0,78	2	1,56	244,8
16	10	0,78	2	1,56	264,4

رقم السياخ	القطر	مساحة السياخ (cm ²)	العدد n	A _s (cm ²)	X _i (cm)
17	10	0,78	2	1,56	284
18	10	0,78	2	1,56	303,6
19	10	0,78	2	1,56	323,2
20	10	0,78	2	1,56	342,8
21	10	0,78	2	1,56	362,4
22	10	0,78	2	1,56	382
23	10	0,78	2	1,56	401,6
24	10	0,78	2	1,56	421,2
25	16	2,01	2	4,02	429,1
26	12	1,13	2	2,26	441,37
27	12	1,13	2	2,26	453,63
28	16	2,01	2	4,02	465,9

ستُتبع أساليب عدة لرسم مخطط الترابط لتوضيح الفارق بينهم:

- 1- تمثيل أسياخ التسليح لكامل الجدار بأربع قوى محصلة.
- 2- تمثيل أسياخ التسليح لكامل الجدار بشكل دقيق.
- 3- تمثيل أسياخ التسليح للأعمدة المخفية فقط في طرفي الجدار.
- 4- تمثيل أسياخ التسليح لكامل الجدار بثلاث قوى محصلة.



الشكل (4-27) مخطط ترابط الجدار المدروس والنقاط المحسوبة

1- رسم مخطط الترابط بتمثيل صفوف التسليح بأربعة قوى:

لتسهيل رسم مخطط الترابط سيعتمد على تمثيل التسليح بأربع قوى لتصبح القوى المطبقة على المقطع هي الآتية (أنظر الشكل (4-28)):

C_{S1} : محصلة القوى الضاغطة في الفولاذ المضغوط للعمود المخفي.

C_{S2} : محصلة القوى الضاغطة في الفولاذ المضغوط الواقع في جسد الجدار.

T_{S3} : محصلة القوى الشاذة في الفولاذ المشدود الواقع في جسد الجدار.

T_{S4} : محصلة القوى الشاذة في الفولاذ المشدود للعمود المخفي.

C_C : محصلة قوة الضغط في الخرسانة المضغوطة.

كما ذكر من الممكن الاكتفاء بخمس نقاط كالاتي، انظر الشكل (4-27)، ومن أجل كل قيمة لموقع المحور الحيادي سيحدد عدد صفوف التسليح T_{10mm} في جسد الجدار الواقعة في المنطقة المضغوطة، وعدد صفوف الأسياخ المتبقية الواقعة في المنطقة المشدودة، أما بالنسبة لمحصلة القوى في الأعمدة المخفية فقيمتها لا تتغير، أي التغير سيكون في قيمة C_{S2} و T_{S3} فقط.

✓ **النقطة الأولى** تمثل الضغط المركزي الذي يتحمّله المقطع وفق العلاقة الآتية:

$$N_0 = 0,85 \cdot f'_C \cdot A'_C + A_{S(tot)} \cdot f_y$$

$A_{S(tot)}$: التسليح الكلي في طرفي الجدار إضافة للتسليح في جسد الجدار.

$$A_{S(tot)} = 2 \cdot 12,56 + 20 \cdot 2 \cdot 0,78 = 56,32 \text{ cm}^2$$

$$N_0 = (0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470 + 56,32 \cdot 3600) \cdot 10^{-3} = 1800,75 \text{ t}$$

✓ **النقطة الثانية**: تمثل الجهود M_b, N_b التي يتحمّلها المقطع بحالة الانهيار التوازني

• يُحسب بعد المحور المحايد X_b في الحالة التوازنية:

$$C_b = X_b = \frac{6300}{6300 + f_y} \cdot d_{eff}$$

$$d = l_w - l_{be} / 2 = 470 - 45 / 2 = 447,5 \text{ cm}$$

d : بعد مركز ثقل التسليح المشدود (في العمود المخفي) عن الليف الأكثر انضغاطاً.

$$Z \leq 0,2 \Rightarrow d_{eff} = 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 447,5 = 358 \text{ cm}$$

$$d' = 470 - 358 = 112 \text{ cm}$$

$$C_b = X_b = \frac{6300}{6300 + f_y} \cdot d_{\text{eff}} = \frac{6300}{6300 + 3600} \cdot 358 = 227,82 \text{ cm}$$

$$y_b = 0,85 \cdot C_b = 0,85 \cdot 227,82 = 193,65 \text{ cm}$$

طول بلوك إجهاد الضغط: $y_b = 0,85 \cdot C_b = 0,85 \cdot 227,82 = 193,65 \text{ cm}$
 وفق فاصلة بُعد المحور الحياديّ فهو يقع بين صفّي الأسياخ رقم 14 و 15، أي عشرة صفوف من أسياخ التسليح قطر 10mm في جسد الجدار تقع في المنطقة المضغوطة، وأخرى في المنطقة المشدودة، لتصبح القوى للجسم الحر للجدار كما في الشكل (4-28).
 من تشابه المثلثات يُحسب الانفعال في الفولاذ سواء المضغوط أو المشدود من العلاقة:

$$\frac{\varepsilon'_C}{\varepsilon_{S1}} = \frac{C_b}{C_b - X_1} \Rightarrow \varepsilon_{S1} = \varepsilon'_C \cdot \frac{C_b - X_1}{C_b}$$

قيمة الإجهاد سواء في الفولاذ المضغوط أو المشدود:

$$f_{S1} = E_s \cdot \varepsilon'_C \cdot \frac{C_b - X_1}{C_b} = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,003 \cdot \frac{C_b - X_1}{C_b}$$

$$f_{S1} = 6300 \cdot \frac{C_b - X_1}{C_b} \leq f_y$$

$$X_1 = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow f_{S1} = 6300 \cdot \frac{227,82 - 22,5}{227,82} = 5677,80 \text{ kg/cm}^2 > f_y$$

$$\Rightarrow f_{S1} = f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$X_2 = \frac{C_b - l_{be}}{2} + l_{be} = \frac{227,82 - 45}{2} + 45 = 136,41 \text{ cm}$$

$$X_2 = 136,41 \text{ cm} \Rightarrow f_{S2} = 6300 \cdot \frac{227,82 - 136,41}{227,82} = 2527,80 \text{ kg/cm}^2 < f_y$$

$$\Rightarrow f_{S2} = 2527,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$X_3 = \frac{l_w - C_b - l_{be}}{2} + C_b = \frac{470 - 227,82 - 45}{2} + 227,82 = 326,41 \text{ cm}$$

$$X_3 = 326,41 \text{ cm} \Rightarrow f_{S3} = 6300 \cdot \frac{227,82 - 326,41}{227,82} = -2726,35 \text{ kg/cm}^2$$

الإشارة السالبة أي الإجهاد شدّ.

$$\Rightarrow f_{S3} = |-2726,35| \text{ kg/cm}^2 < f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

$$X_4 = l_w - \frac{l_{be}}{2} = 470 - \frac{45}{2} = 447,5 \text{ cm}$$

$$X_4 = 447,5 \text{ cm} \Rightarrow f_{s4} = 6300 \cdot \frac{227,82 - 447,5}{227,82} = -6074,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow f_{s4} = |-6074,90| \text{ kg/cm}^2 > f_y \Rightarrow f_{s4} = f_y = -3600 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

حساب القوى الداخلية:

$$C_C = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot y_b = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 193,65 = 658410 \text{ kg}$$

$$C_{S1} = A_s (4T16 + 4T12) \cdot f_{s1} = (4 \cdot 2,01 + 4 \cdot 1,13) \cdot 3600 = 45216 \text{ kg}$$

$$C_{S2} = A_s (2 \cdot 10T10) \cdot f_{s2} = (2 \cdot 10 \cdot 0,78) \cdot 2527,80 = 39433,68 \text{ kg}$$

$$T_{S3} = A_s (2 \cdot 10T10) \cdot f_{s3} = (2 \cdot 10 \cdot 0,78) \cdot (-2726,35) = -42531,06 \text{ kg شد}$$

$$T_{S4} = -C_{S1} = -45216 \text{ kg}$$

وعليه تعطى القوة النازمية التوازنية وفق معادلة التوازن الأولى:

$$N_b = C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4}$$

$$N_b = 658410 + 45216 + 39433,68 - 42531,06 - 45216 = 655312,62 \text{ kg}$$

من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر

انضغاطاً نحصل على العزم التوازني:

$$M_b = C_{S1} \cdot X_1 + C_C \cdot \frac{y_b}{2} + C_{S2} \cdot X_2 - N_b \cdot \frac{\ell_w}{2} - T_{S3} \cdot X_3 - T_{S4} \cdot X_4$$

$$M_b = 45216 \cdot 22,5 + 658410 \cdot \frac{193,65}{2} + 39433,68 \cdot 136,41 - 655312,62 \cdot 235$$

$$- 42531,06 \cdot 326,41 - 45216 \cdot 447,5 = -117968132,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_b = -1179,68 \text{ t} \cdot \text{m}$$

✓ **النقطة الثالثة:** وهي نقطة تمثل حالة الانعطاف البسيط، بدايةً ولتسهيل رسم مخطط

الترابط، سيُعمد في حسابها على الأسلوب الرابع حيث تُحسب قيمة قوّة الشدّ المباشر

التي يمكن للمقطع تحمّلها مع إهمال مقاومة الخرسانة المشدودة وفق العلاقة الآتية:

$$N_T = -A_{S(\text{tot})} \cdot f_y$$

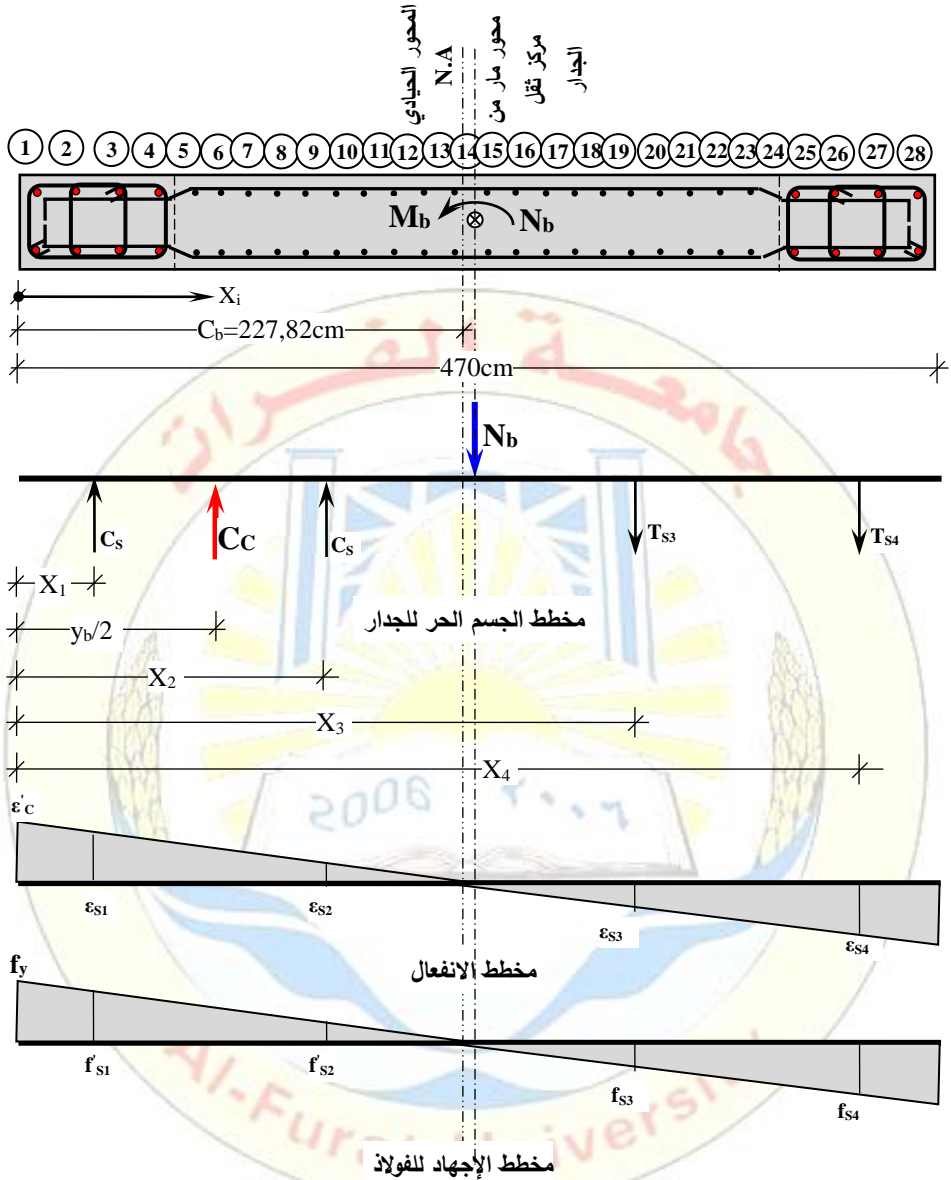
$$N_T = -56,32 \cdot 3600 = -202752 \text{ kg}$$

النقطة الرابعة: ستفرض قيمة لموقع المحور الحيادي بحيث تكون أكبر من قيمته في

الحالة التوازنية.

$$C = 400 \text{ cm} > C_b = 227,82 \text{ cm}$$

$$y = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 400 = 340 \text{ cm}$$



الشكل (4-28) مخطط الجسم الحر لمقطع الجدار لحالة تمثيل التسليح بأربع قوى محصلة

وفق الجدول (4-3) سيدخل 18 صف من الأسياخ قطر 10mm في المنطقة المضغوطة، وبالتالي فقط صفين من الأسياخ الواقعة في الجسد ستكون ضمن المنطقة المشدودة، ويبيّن الشكل (4-29) مخطط الجسم الحر لهذه الحالة.

$$f_{s1} = 6300 \cdot \frac{400 - 22,5}{400} = 5945,62 \text{ kg/cm}^2 > f_y \Rightarrow f_{s1} = f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 6300 \cdot \frac{400 - 222,5}{400} = 2795,63 \text{ kg/cm}^2 < f_y \Rightarrow f_{s2} = 2795,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = 6300 \cdot \frac{400 - 412,5}{400} = -196,87 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow f_{s3} = |-196,87| < f_y$$

الإشارة السالبة، أي الإجهاد شدّ.

$$f_{s4} = 6300 \cdot \frac{400 - 447,5}{400} = -748,125 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow f_{s4} = |-748,125| < f_y$$

حساب القوى الداخلية:

$$C_C = 0,85 \cdot f'_C \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 340 = 1156000 \text{ kg}$$

$$C_{S1} = 12,56 \cdot 3600 = 45216 \text{ kg}$$

$$C_{S2} = A_s (2 \cdot 18T10) \cdot f_{s2} = (2 \cdot 18 \cdot 0,78) \cdot 2795,63 = 78501 \text{ kg}$$

$$T_{S3} = A_s (2 \cdot 2T10) \cdot f_{s3} = (2 \cdot 2 \cdot 0,78) \cdot (-196,87) = -614,25 \text{ kg شد}$$

$$T_{S4} = 12,56 \cdot (-748,125) = -9396,45 \text{ kg شد}$$

وعليه تعطى القوة الناظمية الإسمية وفق معادلة التوازن الأولى:

$$N_n = 1156000 + 45216 + 78501 - 614,25 - 9396,45 = 1269706,30 \text{ kg}$$

من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً نحصل على العزم الإسمي:

$$M_n = C_{S1} \cdot X_1 + C_C \cdot \frac{y}{2} + C_{S2} \cdot X_2 - N_n \cdot \frac{l_w}{2} - T_{S3} \cdot X_3 - T_{S4} \cdot X_4$$

$$M_n = 45216 \cdot 22,5 + 1156000 \cdot \frac{340}{2} + 78501 \cdot 222,5 - 1269706,30 \cdot 235$$

$$- 614,25 \cdot 412,5 - 9396,45 \cdot 447,5 = -87835437,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_n = -878,35 \text{ t} \cdot \text{m}$$

النقطة الخامسة: سنُفرض قيمة لموقع المحور الحيادي بحيث تكون أصغر من قيمته في

$$C = 50 \text{ cm} < C_b = 227,82 \text{ cm} \quad \text{الحالة التوازنية:}$$

$$y = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 50 = 42,5 \text{ cm}$$

وفق الجدول (3-4) جميع صفوف الأسياخ قطر 10mm في المنطقة المشدودة، أي 20 صف من الأسياخ الواقعة في الجسد ضمن المنطقة المشدودة، ويبيّن الشكل (4-30) مخطط الجسم الحر لهذه الحالة.

$$f_{s1} = 6300 \cdot \frac{50 - 22,5}{50} = 3465 \text{ kg/cm}^2 < f_y \Rightarrow f_{s1} = 3465 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = 0$$

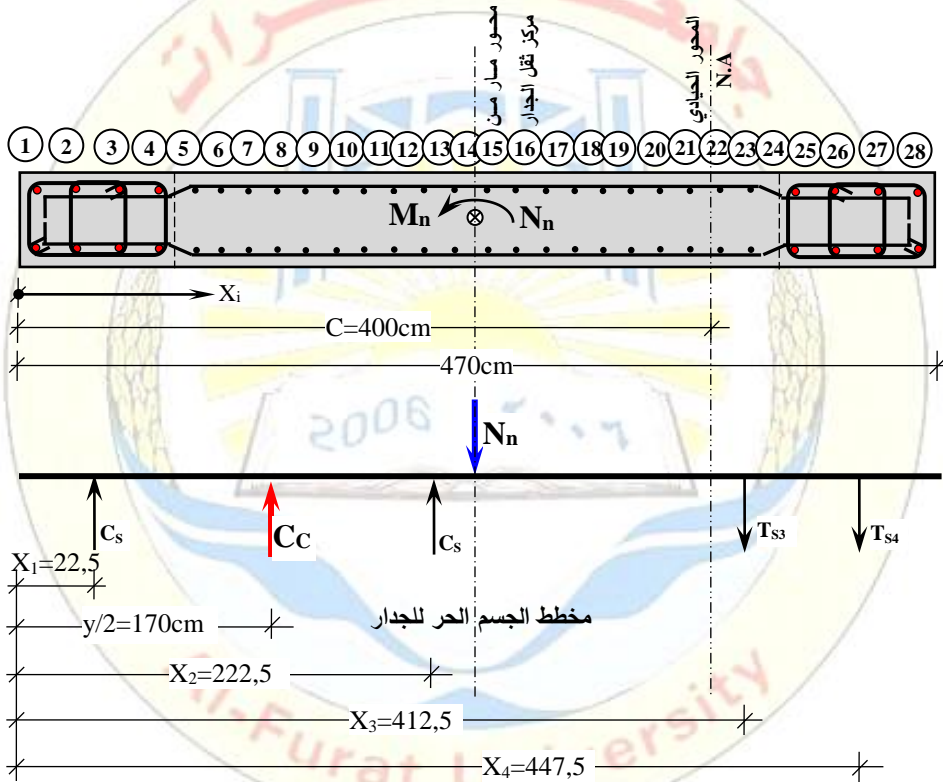
$$f_{s3} = 6300 \cdot \frac{50 - 235}{50} = -23310 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow f_{s3} = |-23310| > f_y$$

$$\Rightarrow f_{s3} = f_y = -3600 \text{ kg/cm}^2$$

الإشارة السالبة، أي الإجهاد شدّ.

$$f_{s4} = 6300 \cdot \frac{50 - 447,5}{50} = -50085 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow f_{s4} = |-50085| > f_y$$

$$\Rightarrow f_{s4} = f_y = -3600 \text{ kg/cm}^2$$



الشكل (4-29) مخطط الجسم الحر من أجل حساب النقطة الرابعة من مخطط الترابط

حساب القوى الداخلية:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 42,5 = 144500 \text{ kg}$$

$$C_{s1} = 12,56 \cdot 3465 = 43312,5 \text{ kg}$$

$$C_{s2} = 0$$

$$T_{s3} = A_s (2 \cdot 20T10) \cdot f_{s3} = (2 \cdot 20 \cdot 0,78) \cdot (-3600) = -112320 \text{ kg شد}$$

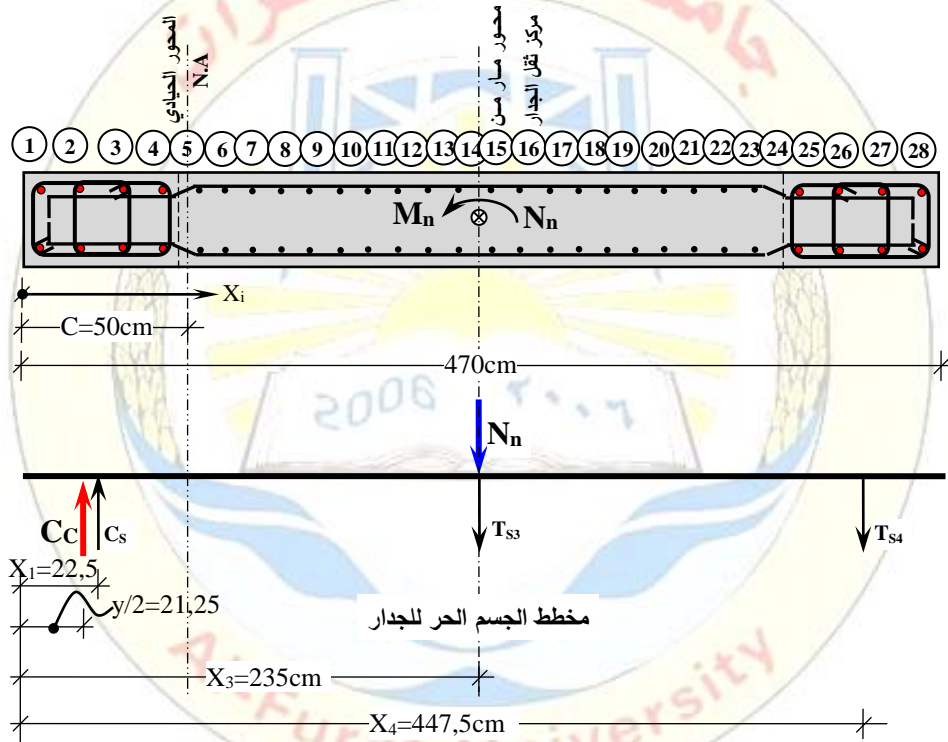
$$T_{S4} = 12,56 \cdot (-3600) = -45216 \text{ kg شد}$$

وعليه تعطى القوة النازمية الإسمية وفق معادلة التوازن الأولى:

$$N_n = 144500 + 43312,5 + 0 - 112320 - 45216 = 30276,5 \text{ kg}$$

من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً نحصل على العزم الإسمي:

$$M_n = 43312,5 \cdot 22,5 + 144500 \cdot \frac{42,5}{2} - 30276,5 \cdot 235 - 112320 \cdot 235 - 45216 \cdot 447,5 = 49699181,25 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 497 \text{ t} \cdot \text{m}$$



الشكل (4-30) مخطط الجسم الحر من أجل حساب النقطة الخامسة من مخطط الترابط

يكتفى عادةً بهذا العدد من النقاط، وفي حال الرغبة بزيادة الدقة يمكن حساب نقاط أخرى في منطقتي الضغط حاكم والشد حاكم، ويبيّن الجدول الآتي النتائج السابقة، ونتائج نقطة إضافية من أجل $C=300\text{cm}$:

النقطة	1	4	6	2	5	3
C (cm)	ضغظ مركزي	400	300	227,82	50	شد مركزي

N_n (ton)	1800,75	1269,71	913,28	655,31	30,28	-202,75
M_n (t·m)	0	878,35	1163	1179,68	497	0

كما يجب إدخال أثر اللامركزية اللإرادية وذلك بتحديد القوة العظمى المسموح تطبيقها على المقطع بـ 0,8 من قيمة قوة الضغط المركزي وتبلغ بالمثال:

$$1800,75 \cdot 0,8 = 1440,60 \text{ t}$$

سبق وأن حُسبت قيم الجهود الإسمية M_n , N_n المطبقة على الجدار W_{x1} وفق عامل تخفيض المقاومة للمقطع تبعاً للكود العربي السوري والكود الأمريكي ACI-318-19 وهي مبينة بالجدول (4-4):

الجدول (4-4) قيم الجهود الأسمية وفق الكود العربي السوري والكود ACI 318-19

الجهود (t·m)	ك. ع. س.	
	$\Omega=0,652$	$\Omega=0,9$
$N_U=186,40$	$N_n=285,83 \text{ t}$	$N_n=207,11 \text{ t}$
$M_U=441,55$	$M_n=677,22 \text{ t}\cdot\text{m}$	$M_n=490,61 \text{ t}\cdot\text{m}$

بعد رسم مخطط الترابط للجدار، الشكل (4-31)، يُحدّد موقع كلٍ من النقطة (a) حيث $N_n=285,83 \text{ t}$ ، $M_n=677,22 \text{ t}\cdot\text{m}$ ، والنقطة (b) حيث $N_n=207,11 \text{ t}$ ، $M_n=490,61 \text{ t}\cdot\text{m}$ على مخطط الترابط ويُلاحظ وقوعهما داخل المخطط، بالتالي المقطع محقق وفق التسليح وأبعاد الأعمدة المخفية المقترحة، ويبقى التأكد من نسبة الاستطاعة للدلالة على اقتصادية الحل، وذلك برسم مستقيم يمر من مبدأ الإحداثيات ويمر بكلا النقطتين (a)، (b)، ليقطع مخطط الترابط، ويمثل الطول OD مقدار الاستطاعة اللازمة، و OC الاستطاعة الفعلية للمقطع:

$$\text{نسبة الاستطاعة} = \frac{\text{Demand}}{\text{Capacity}} = \frac{\text{OD}}{\text{OC}}$$

ويجب أن يتحقق: $0 \leq \frac{\text{OD}}{\text{OC}} \leq 1$ وكلما كانت النسبة قريبة من الواحد كان المقطع أكثر اقتصادية وكلما كانت النسبة قريبة من الصفر كان المقطع غير اقتصادي ويتضمن فائض في التسليح أو الأبعاد أو كلاهما، وهنا كانت من أجل النقطة (a) مساوياً:

$$0 < \frac{\text{OD}}{\text{OC}} = 0,72 < 1 \text{ وفق ك. ع. س.}$$

$$\text{ACI-318-19 وفق } 0 < \frac{OD}{OC} = 0,52 < 1$$

حسب موقع النقاط على المخطط يمكن القول بأن الشد هو الحاكم، ومع ذلك يمكن التأكد بحساب اللامركزية الفعلية واللامركزية التوازنية والمقارنة بينهما.

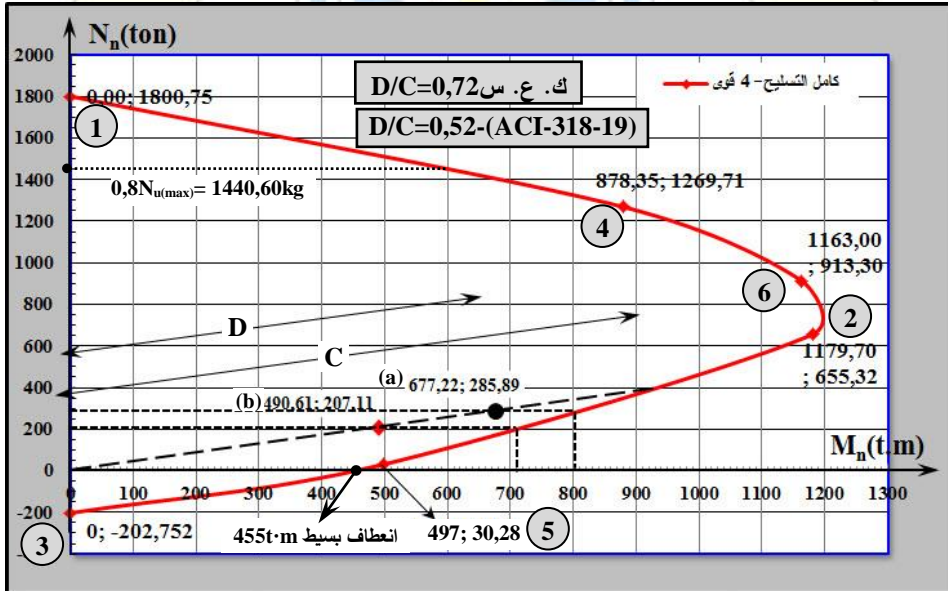
$$N_n = 285,83t \quad , \quad M_n = 677,22t \cdot m$$

اللامركزية الإسمية ولا فرق بحسابها وفق النقطة (a) أو (b)

$$e_n = \frac{M_n}{N_n} = \frac{677,22}{285,83} = 2,37m$$

$$e_b = \frac{M_b}{N_b} = \frac{1179,68}{622,52} = 1,89m$$

بالمقارنة نجد: $e_n > e_b$ والشد حاكم واللامركزية كبيرة.



الشكل (31-4) مخطط الترابط للجدار، المقطع (1-1)، حالة تمثيل التسليح بأربعة قوى

بعد رسم مخطط الترابط يُحسب العزم لحالة الانعطاف البسيط لمقطع الجدار من أجل كامل التسليح وتمثيله بأربع قوى من تقاطع المنحني مع محور الفواصل وتبلغ قيمته $M_n = 455t \cdot m$.

إعادة حساب عزم الانعطاف الصافي وفق الأسلوب الثالث:

تُفرض قيمة ما لموقع المحور الحيادي C، وتُحسب القوى الداخلية وفق تقريب متتالي

$$N_n = \sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4}) = 0 \text{ بحيث تتحقق معادلة التوازن الأولى:}$$

تبعاً لقيمة C النهائية يُحسب عزم الانعطاف الصافي للمقطع من أجل التسليح الكلي، اعتماداً على معادلة التوازن الثانية، كما يمكن الوصول للحل، بإنشاء ورقة عمل ببرنامج إكسل وإجراء عملية استهداف.

ستفرض كبدائية قيمة لموقع المحور الحيادي $C=60\text{cm}$ ومن أجلها ستُحسب قيم الإجهادات في الفولاذ بنفس الأسلوب السابق (صف واحد من أسياخ الجسد في منطقة الضغط وباقي الصفوف في منطقة الشد).

$$C = 60\text{ cm} ; y = 0,85 \cdot 60 = 51\text{ cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$
C_{S1}	12,56	22,5	3600	45216
C_{S2}	1,56	52,5	787,50	1228,50
T_{S3}	29,64	242,5	-3600	-106704
T_{S4}	12,56	447,5	-3600	-45216

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 51 = 173400\text{ kg}$$

$$N_n = \sum (C_c + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4}) = 0$$

$$N_n = 173400 + 45216 + 1228,5 - 106704 - 45216 = 67924,5 \neq 0$$

يُعاد الحساب بتصغير قيمة C لأنّ الناتج قوّة ضاغطة، بالتالي لايد من زيادة قيمة قوّة الشدّ لتوازن المحصلة الضاغطة.

$$C = 41,85088\text{ cm} ; y = 0,85 \cdot 41,85088 = 35,57325\text{ cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$
C_{S1}	12,56	22,5	2912,97	36586,96
C_{S2}	0	0	0	0,00
T_{S3}	31,2	235	-3600	-112320
T_{S4}	12,56	447,5	-3600	-45216

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 35,57325 = 120949,05\text{ kg}$$

$$N_n = 120949,05 + 36586,96 - 112320 - 45216 = 0,01\text{ kg} \approx 0$$

بعد تحقيق معادلة التوازن الأولى، ومن معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من اللّيف الأكثر انضغاطاً تُحدد قيمة العزم الصافي لمقطع الجدار المسلح:

$$M_n = 36586,96 \cdot 22,5 + 120949,05 \cdot \frac{35,57}{2} - 112320 \cdot 235 - 45216 \cdot 447,5$$

$$M_n = -43655074,55 \text{ kg} \cdot \text{cm} = -436,55 \text{ t} \cdot \text{m}$$

الإشارة السالبة تدل على أن العزم الاسمي يوافق جهة العزم الناتج عن القوى الشادة، وإنَّ الفارق بين القيمتين المحسوبتين لعزم الانعطاف الصافي تبلغ:

$$\frac{455}{436,55} = 1,042 \rightarrow 4,2\%$$

وهي قيمة مقبولة لا تتجاوز 5%، وبالتالي يمكن الاعتماد على الأسلوب الرابع في رسم مخطط الترابط، حيث تُحسب قيمة قوة الشدِّ المباشر التي يمكن للمقطع تحملها مع إهمال مقاومة الخرسانة المشدودة، لكن بشرط أن تكون إحدى النقاط من مخطط الترابط ذات قيمة للمحور الحيادي تكون فيها قوة الضغط أصغر ما يمكن، أي اختيار قيمة قريبة من قيمة المحور الحيادي لحالة الانعطاف البسيط، ويمكن للمصمم ملاحظة ذلك عند رسم المخطط، وإلا فعليه حساب نقطة الانعطاف البسيط بشكل دقيق وتمثيلها على المخطط.

إعادة رسم مخطط الترابط بتمثيل القوى المحصلة لجميع صفوف التسليح-

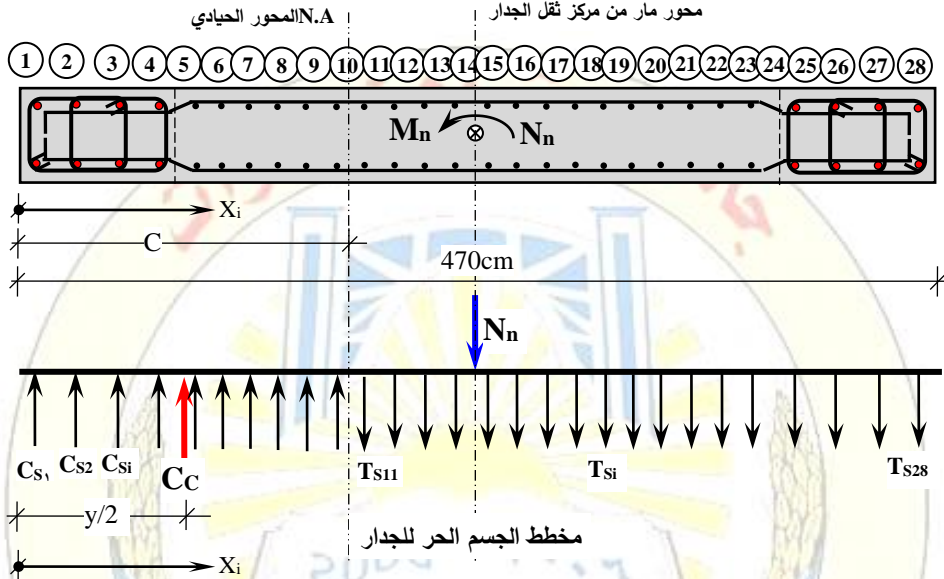
الحل الدقيق:

يُمثَّل كل صف للأسياخ بقوة محصلة من أجل جميع التسليح في الأعمدة المخفية وجسد الجدار، كما هو مبين بالشكل (4-32)، وهنا لا ضرورة لحساب النقطة التوازنية، بل من الممكن البدء بالنقطة الأولى للضغط المباشر والنقطة الثالثة المتمثلة بالشدِّ المباشر، وستُفرض قيم لموقع المحور الحيادي وفق تزايدات موضحة بالجدول (4-6) وتستمر حتى كامل طول الجدار، ومن أجل كل قيمة للمحور الحيادي تُحسب قيم الإجهادات في جميع صفوف الأسياخ، وكذلك قيم القوى وتُطبق معادلاتي التوازن للحصول على نقطة N_n و M_n من المخطط، مثلاً من أجل $C=100\text{cm}$ وطول بلوك الضغط $y=85\text{cm}$ تُحسب قيمة محصلة قوى الضغط في الخرسانة:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 85 = 289000 \text{ kg}$$

ويبين الجدول (4-5) قيم الإجهادات في كل صف من الأسياخ وقيمة قوة الضغط في الأسياخ أو قوة الشدِّ حسب موقع الأسياخ بالنسبة للمحور الحيادي المفروض، الإشارة السالبة للدلالة على أنَّ القوى شدِّ، والموجبة لقوى الضغط، كما يبين العزم الناتج لكل قوة بالنسبة لمحور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً.

وبنفس الأسلوب يجري الحساب من أجل كل تزايد مع التتويه لتكثيف التزايد بالقرب من القيمة التوازنية ل يتم رسم المخطط بشكل أدق، ويبين الجدول (4-6) قيم M_n , N_n من أجل جميع القيم المفروضة لموقع المحور الحيادي، كما يبين الشكل (4-33) مخطط الترابط لجميع النقاط المحسوبة، وتم توضيح قيم الجهود لبعض النقاط فقط.



الشكل (4-32) مخطط الجسم الحر وتمثيل جميع القوى المحصلة بصفوف التسليح

الجدول (4-5) قيم الإجهادات في كل صف من الأسياخ وقيمة قوة الضغط أو قوة الشد حسب موقع الأسياخ

رقم السيخ	القطر mm	مساحة السيخ (cm ²)	العدد	As (cm ²)	Xi (cm)	fs (kg/cm ²)	As·fs (kg)	Mi (t·m)
1	16	2,01	2	4,02	4,1	3600	14472	0,593
2	12	1,13	2	2,26	16,37	3600	8136	1,332
3	12	1,13	2	2,26	28,63	3600	8136	2,329
4	16	2,01	2	4,02	40,9	3600	14472	5,919
5	10	0,78	2	1,56	48,8	3225,60	5031,94	2,456
6	10	0,78	2	1,56	68,4	1990,80	3105,65	2,124
7	10	0,78	2	1,56	88	756	1179,36	1,038
8	10	0,78	2	1,56	107,6	-478,80	-746,93	-0,804
9	10	0,78	2	1,56	127,2	-1713,60	-2673,22	-3,400
10	10	0,78	2	1,56	146,8	-2948,40	-4599,50	-6,752

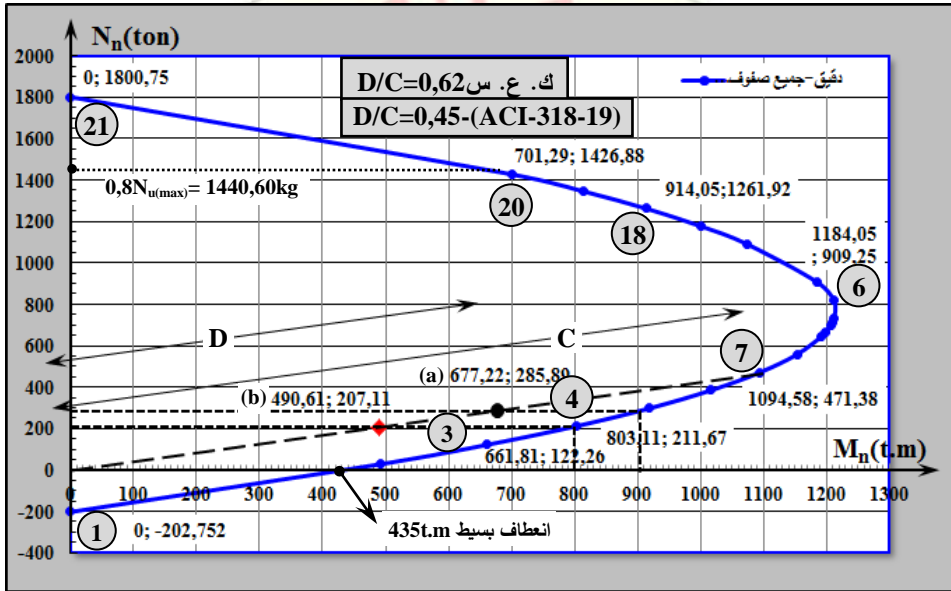
رقم السيخ	القطر mm	مساحة السيخ (cm ²)	العدد	As (cm ²)	X _i (cm)	f _s (kg/cm ²)	As·f _s (kg)	M _i (t·m)
11	10	0,78	2	1,56	166,4	-3600	-5616	-9,345
12	10	0,78	2	1,56	186	-3600	-5616	-10,446
13	10	0,78	2	1,56	205,6	-3600	-5616	-11,546
14	10	0,78	2	1,56	225,2	-3600	-5616	-12,647
15	10	0,78	2	1,56	244,8	-3600	-5616	-13,748
16	10	0,78	2	1,56	264,4	-3600	-5616	-14,849
17	10	0,78	2	1,56	284	-3600	-5616	-15,949
18	10	0,78	2	1,56	303,6	-3600	-5616	-17,050
19	10	0,78	2	1,56	323,2	-3600	-5616	-18,151
20	10	0,78	2	1,56	342,8	-3600	-5616	-19,252
21	10	0,78	2	1,56	362,4	-3600	-5616	-20,352
22	10	0,78	2	1,56	382	-3600	-5616	-21,453
23	10	0,78	2	1,56	401,6	-3600	-5616	-22,554
24	10	0,78	2	1,56	421,2	-3600	-5616	-23,655
25	16	2,01	2	4,02	429,1	-3600	-14472	-62,099
26	12	1,13	2	2,26	441,37	-3600	-8136	-35,910
27	12	1,13	2	2,26	453,63	-3600	-8136	-36,907
28	16	2,01	2	4,02	465,9	-3600	-14472	-67,425
C _c					42,5		289000	122,825
N _n					235		-211673,3	-497,43
M _n								-803,11

بعد رسم مخطط الترابط يُلاحظ بأن العزم لحالة الانعطاف البسيط لمقطع الجدار من أجل كامل التسليح والنتائج من تقاطع المنحني مع محور الفواصل وتبلغ $M_n=435t\cdot m$.

جدول (6-4) القيم المفروضة لموقع المحور السليم وقيم الجهود الاسمية M_n, N_n لجميع النقاط المحسوبة

النقطة	1	2	3	4	5	6	7
C(cm)	شد مركزي	50	75	100	125	150	175
N _n (ton)	-202,752	28,12	122,26	211,67	298,26	384,84	471,38
M _n (t·m)	0	491,89	661,81	803,11	919,64	1016,8	1094,58
النقطة	8	9	10	11	12	13	14

C(cm)	200	225	230	240	245	250	275
N _n (ton)	558,01	644,52	661,75	696,47	713,79	731,18	817,95
M _n (t·m)	1153,18	1192,27	1197,9	1206,58	1209,85	1212,25	1212,15
النقطة	15	16	17	18	19	20	21
C(cm)	300	350	375	400	425	450	ضغط بسيط
N _n (ton)	909,25	1090,46	1177,16	1261,92	1345,08	1426,88	1800,75
M _n (t·m)	1184,05	1073,64	1000,28	914,05	814,49	701,29	0



الشكل (4-33) مخطط الترابط، المقطع (1-1)، حالة تمثيل جميع صفوف التسليح.

إعادة حساب عزم الانعطاف الصافي وفق الأسلوب الثالث: للتأكد من دقة الاعتماد على المخطط بالحصول على قيمة الانعطاف الصافي من دون الحاجة للعمليات الحسابية، تُفرض قيمة ما لموقع المحور الحيادي C وتُحسب القوى الداخلية بتقريب منتالي، ومن أجل القيمة النهائية لـ C التي تحقق معادلة التوازن الأولى يُحسب العزم الصافي من معادلة التوازن الثانية.

$$C = 43,9487 \text{ cm} ; y = 0,85 \cdot 43,09487 = 36,6306 \text{ cm}$$

رقم السيخ	القطر mm	مساحة السيخ (cm ²)	العدد	As (cm ²)	Xi (cm)	fs (kg/cm ²)	Ni=As·fs (kg)	Mi (t·m)
1	16	2,01	2	4,02	4,1	3600	14472,00	0,593
2	12	1,13	2	2,26	16,37	3600	8136,00	1,332

رقم السيخ	القطر mm	مساحة السيخ (cm ²)	العدد	As (cm ²)	Xi (cm)	fs (kg/cm ²)	Ni=As·fs (kg)	Mi (t·m)
3	12	1,13	2	2,26	28,63	2114,61	4779,01	1,368
4	16	2,01	2	4,02	40,9	320,87	1289,88	0,528
5	10	0,78	2	1,56	48,8	-834,03	-1301,08	-0,635
6	10	0,78	2	1,56	68,4	-3600	-5616	-3,841
7	10	0,78	2	1,56	88	-3600	-5616	-4,942
8	10	0,78	2	1,56	107,6	-3600	-5616	-6,043
9	10	0,78	2	1,56	127,2	-3600	-5616	-7,144
10	10	0,78	2	1,56	146,8	-3600	-5616	-8,244
11	10	0,78	2	1,56	166,4	-3600	-5616	-9,345
12	10	0,78	2	1,56	186	-3600	-5616	-10,446
13	10	0,78	2	1,56	205,6	-3600	-5616	-11,546
14	10	0,78	2	1,56	225,2	-3600	-5616	-12,647
15	10	0,78	2	1,56	244,8	-3600	-5616	-13,748
16	10	0,78	2	1,56	264,4	-3600	-5616	-14,849
17	10	0,78	2	1,56	284	-3600	-5616	-15,949
18	10	0,78	2	1,56	303,6	-3600	-5616	-17,050
19	10	0,78	2	1,56	323,2	-3600	-5616	-18,151
20	10	0,78	2	1,56	342,8	-3600	-5616	-19,252
21	10	0,78	2	1,56	362,4	-3600	-5616	-20,352
22	10	0,78	2	1,56	382	-3600	-5616	-21,453
23	10	0,78	2	1,56	401,6	-3600	-5616	-22,554
24	10	0,78	2	1,56	421,2	-3600	-5616	-23,655
25	16	2,01	2	4,02	429,1	-3600	-14472	-62,099
26	12	1,13	2	2,26	441,37	-3600	-8136	-35,910
27	12	1,13	2	2,26	453,63	-3600	-8136	-36,907
28	16	2,01	2	4,02	465,9	-3600	-14472	-67,425

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 36,6306 = 124544 \text{ kg}$$

$$\sum N_i = -124544 \text{ kg}$$

$$N_n = C_c + \sum N_i = 0 \quad \text{بتحقيق معادلة التوازن الأولى:}$$

من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمرّ من الليف الأكثر انضغاطاً نجد قيمة العزم الصافي M_n لمقطع الجدار المسلح على الشدّ والضغط إضافة للتسليح في الجسد:

$$M_n = C_c \cdot \frac{y}{2} + \sum N_i \cdot X_i$$

$$M_n = 124544 \cdot \frac{36,63}{2} - 460,367 \cdot 10^5 = -43755676,64 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$= -437,56 \text{ t} \cdot \text{m}$$

الإشارة السالبة تدل على أن العزم الاسمي يوافق جهة العزم الناتج عن القوى الشادة، وإنّ الفارق بين القيمتين المحسوبتين لعزم الانعطاف الصافي.

$$\frac{437,56}{435} = 1,006 \rightarrow 0,6\%$$

وهي قيمة صغيرة لا تستدعي حساب قيمة العزم وفق الأسلوب الثالث، ويمكن الاكتفاء بتمثيل النقطة من تقاطع المخطط مع محور الفواصل بعد الرسم.

رسم مخطط الترابط اعتماداً على تمثيل تسليح الأعمدة المخفية بقوتين فقط:

سُمِّلت أسياخ التسليح بكل عمود بقوة محصلة وحيدة وسيهمل التسليح الطولي الموزّع بجسد الجدار، وبالتالي سيكون التسليح في المقطع: $A_s = A'_s = 12,56 \text{ cm}^2$ ويتضمن مخطط الجسم الحر للجدار كما في الشكل (4-34)، القوة المحصلة للأسياخ في العمود المخفي بالطرف المشدود والقوة المحصلة للأسياخ في العمود المخفي بالطرف المضغوط، وكذلك القوة المحصلة في الخرسانة المضغوطة، إضافة للجهود الإسمية للقوى الخارجية M_n, N_n ، وفقاً للأسلوب المعتاد ستُحسب النقاط كما يلي:

النقطة الأولى: تمثل الضغط المركزي الذي يتحملة المقطع وفق العلاقة الآتية:

$$N_0 = 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c + A_{s(\text{tot})} \cdot f_y$$

وتمثل $A_{s(\text{tot})}$ التسليح الكلي في طرفي الجدار: $A_{s(\text{tot})} = 2 \cdot 12,56 = 25,12 \text{ cm}^2$

$$N_0 = (0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470 + 25,12 \cdot 3600) \cdot 10^{-3} = 1688,43 \text{ t}$$

النقطة الثانية: تمثل حالة الانهيار التوازني، وعليه يُحسب بعد خط الصفر للحالة التوازنية، ومن ثم تُحسب القوة التوازنية N_b والعزم التوازني M_b للمقطع.

حساب بعد المحور المحايد في الحالة التوازنية:

$$d' = \frac{\ell_{be}}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow d = \ell_w - d' = 470 - 22,5 = 447,5 \text{ cm}$$

$$C_b = \frac{6300}{6300 + f_y} \cdot d = \frac{6300}{6300 + 3600} \cdot 447,5 = 284,77 \text{ cm}$$

$$y_b = 0,85 \cdot C_b = 0,85 \cdot 284,77 = 242,05 \text{ cm} \quad \text{طول بلوك إجهاد الضغط:}$$

حساب إجهاد الشد في الفولاذ: فعلياً لا ضرورة لإيجاد قيمته، فهو حتماً وصل إلى إجهاد الخضوع للحالة التوازنية، ومع ذلك سيتم حسابه.

$$f_s = 6300 \cdot \frac{d - C_b}{C_b} = 6300 \cdot \frac{447,5 - 284,77}{284,77} = 3599,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 3599,9 \text{ kg/cm}^2 \approx f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

حساب إجهاد الضغط في الفولاذ:

$$f'_s = 6300 \cdot \frac{C_b - d'}{C_b} = 6300 \cdot \frac{284,77 - 22,5}{284,77} = 5802 \text{ kg/cm}^2 > f_y \Rightarrow$$

$$f'_s = f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

وعليه تعطى القوة النازمية التوازنية وفق معادلة التوازن الأولى:

$$N_b = C_c + C_s - T$$

$$C_s = T_s = A'_s \cdot f_y = 12,54 \cdot 3600 = 45216 \text{ kg}$$

$$N_b = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot y_b + A'_s \cdot f_y - A_s \cdot f_y$$

$$N_b = C_c = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 242,05 \cdot 10^{-3} = 823 \text{ t}$$

من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر

انضغاطاً نحصل على العزم التوازني:

$$M_b = C_c \cdot \frac{y_b}{2} + C_s \cdot X_1 - T_s \cdot X_2 - N_b \cdot \frac{\ell_w}{2}$$

$$M_b = 823 \cdot 10^3 \cdot \frac{242,05}{2} + 45216 \cdot 22,5 - 45216 \cdot 447,5 - 823 \cdot 10^3 \cdot \frac{470}{2}$$

$$M_b = -113015225 \text{ kg} \cdot \text{cm} = -1130,15 \text{ t} \cdot \text{m}$$

النقطة الثالثة تُمثّل مقاومة المقطع للانعطاف البسيط، تُحسب قيمة قوة الشد المباشر

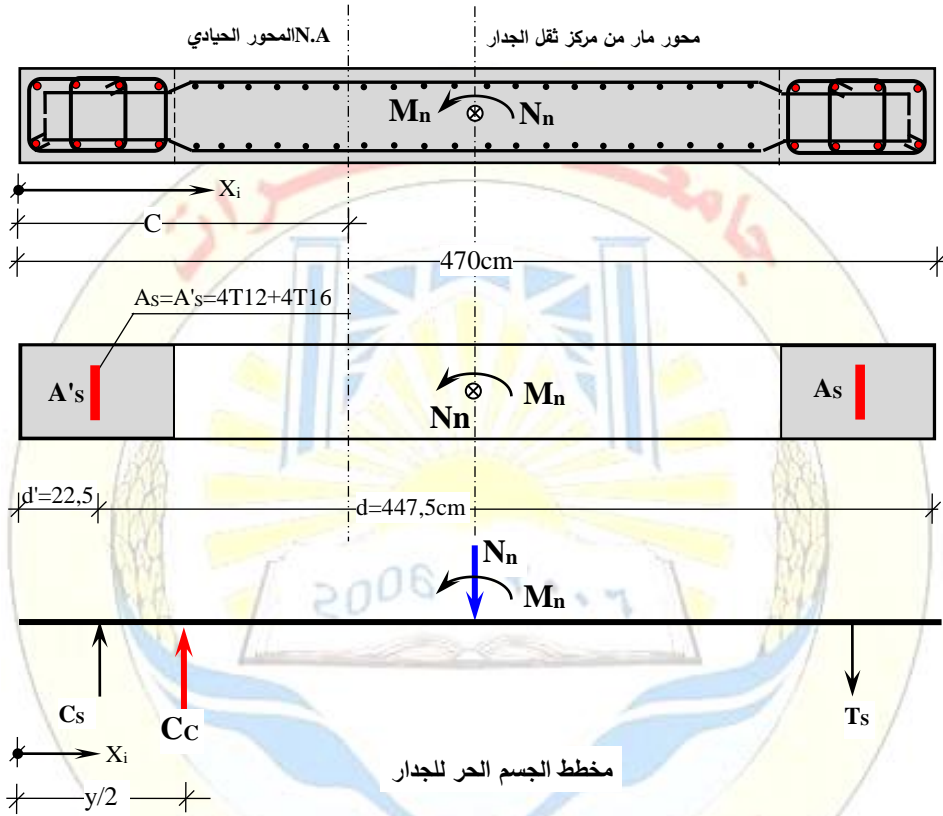
بدايةً وفق الأسلوب الرابع من أجل التسليح في الأطراف فقط مع إهمال التسليح في جسد

الجدار، بالإضافة لإهمال مقاومة الخرسانة المشدودة وفق العلاقة الآتية:

$$N_T = -A_{S(tot)} \cdot f_y$$

$$N_T = -12,56 \cdot 2 \cdot 3600 = -90432 \text{ kg}$$

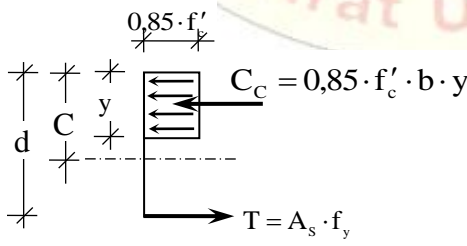
وعند تمثيلها على مخطّط الترابط يُلاحظ أنّ نقطة تقاطع المخطّط مع محور الفواصل يساوي $M_n=200\text{t.m}$ وهي قيمة العزم الصافي.



الشكل (4-34) مخطّط الجسم الحر وتمثيل تسليح الأعمدة المخفية بقوتين فقط

الآن سيُحسب العزم الاسميّ الذي يتحمّله المقطع، وبتقريب جيد وذلك بإهمال تسليح

الضغط في المقطع لتبسيط الحسابات



وإدخال التسليح المشدود فقط وفق العلاقة الآتية:

$$M = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

$$y = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \text{ طول بلوك الضغط}$$

$$y = \frac{12,56 \cdot 3600}{0,85 \cdot 200 \cdot 20} = 13,3 \text{ cm}$$

$$M = 12,56 \cdot 3600 \cdot \left(447,5 - \frac{13,3}{2} \right) \cdot 10^{-5} = 199,33 \text{ t} \cdot \text{m}$$

أما بحال عدم إهمال التسليح المضغوط فمن الممكن حساب عزم الانعطاف الصافي بعد تحديد قيمة موقع المحور الحيادي من العلاقة الآتية، وتم الحصول عليها من معادلة التوازن الأولى:

$$C^2 + \frac{6300 \cdot A'_s - A_s \cdot f_y}{0,85^2 \cdot f'_c \cdot b} \cdot C - \frac{6300 \cdot d' \cdot A'_s}{0,85^2 \cdot f'_c \cdot b} = 0$$

$$C^2 + \frac{6300 \cdot 12,56 - 12,56 \cdot 3600}{0,85^2 \cdot 200 \cdot 20} \cdot C - \frac{6300 \cdot 22,5 \cdot 12,56}{0,85^2 \cdot 200 \cdot 20} = 0$$

$$C^2 + 11,73 \cdot C - 616,05 = 0$$

$$\Rightarrow C = 19,64 \text{ cm}$$

$$y = 0,85 \cdot 19,64 = 16,69 \text{ cm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 16,69 = 56746 \text{ kg}$$

ثم تُحسب قيمة الإجهاد في الفولاذ المضغوط:

$$f'_s = 6300 \cdot \frac{C - X_1}{C} = 6300 \cdot \frac{19,64 - 22,5}{19,64} = -917,41 \text{ kg/cm}^2 \text{ إجهاد شد}$$

ثم تُحسب قيمة الإجهاد في الفولاذ المشدود وهو حكماً وصل للخضوع:

$$f_s = 6300 \cdot \frac{C - X_2}{C} = 6300 \cdot \frac{19,64 - 447,5}{19,64} = -137246,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = |-137246,33| \text{ kg/cm}^2 > f_y \Rightarrow f_s = -3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_s = 12,56 \cdot (-917,41) = -11522,67 \text{ kg} \text{ قوّة شادة}$$

$$T_s = 12,56 \cdot (-3600) = -45216 \text{ kg} \text{ قوّة شادة}$$

من الممكن التحقق من صحة حساب C من معادلة التوازن الأولى:

$$N_n = 56746 - 11522,67 - 45216 = 7,33 \text{ kg} \approx 0$$

الآن من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً نحصل على عزم الانعطاف الصافي لمقطع الجدار ثنائي التسليح:

$$M_n = C_c \cdot \frac{y}{2} - C_s \cdot X_1 - T_s \cdot X_2$$

$$M_n = 56746 \cdot \frac{16,69}{2} - 11522,67 \cdot 22,5 - 45216 \cdot 447,5 = -20019875 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_n = -200,20 \text{ t} \cdot \text{m}$$

كما يمكن حسابه من العلاقة الآتية وهي أيضاً من معادلة التوازن الثانية، ولكن بأخذ العزوم حول محور يمر من مركز ثقل المقطع:

$$M_n = (A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s) \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) + A'_s \cdot f'_s \cdot (d - d')$$

$$M_n = (12,56 \cdot 3600 - 12,56 \cdot (-917,41)) \cdot \left(447,5 - \frac{16,69}{2}\right) + 12,56 \cdot (-917,41) \cdot (447,5 - 22,5) = 20019936 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 200,20 \text{ t} \cdot \text{m}$$

الجدول (7-4) قيم عزم الانعطاف الإسمي

الطريقة	$M_n(\text{t} \cdot \text{m})$	المقارنة
M_{n1} من المخطط	200	$M_{n1}/M_{n2}=1,003 \rightarrow 0,3\%$
M_{n2} إهمال تسليح الضغط	199,33	$M_{n2}/M_{n3}=0,996$
M_{n3} إدخال كلا التسليحين	200,20	$M_{n1}/M_{n3}=0,999$

من الملاحظ في الجدول (7-4) أنّ إدخال التسليح المضغوط في حساب العزم أو إهماله ليس له تأثير يذكر على قيمة العزم، أيضاً القيمة المحددة من المخطط أعطت فارق صغير جداً عن كلا القيمتين الحسابيتين، وبالتالي حساب قيمة عزم الانعطاف الصافي بأي طريقة يعطي قيمة مقبولة.

النقطة الرابعة: تقع في منطقة الضغط حاكم وعليه يجب أن تكون:

$$C = 400 \text{ cm} > C_b = 284,77 \text{ cm}$$

$$N_n = 1191,82 \text{ t}; \quad M_n = 867,45 \text{ t} \cdot \text{m}$$

لا ضرورة لحساب إجهاد الفولاذ المضغوط لهذه النقطة لأنه كان في الأصل قد وصل للسيلان للنقطة الثانية (حالة الانهيار التوازني) وبالتالي سيصل هنا أيضاً للسيلان:

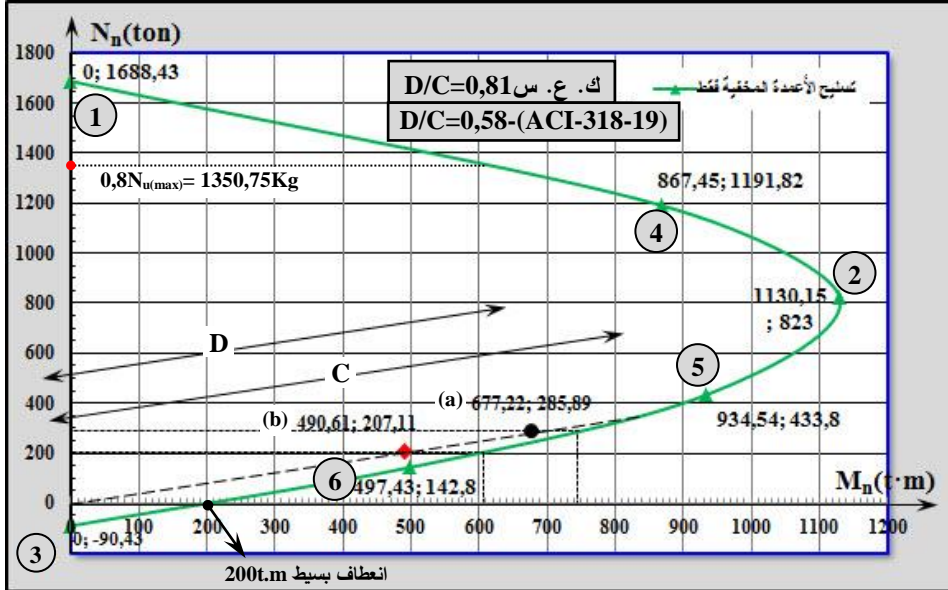
النقطة الخامسة: وهي تقع في منطقة الشد حاكم وعليه يجب أن تكون:

$$C_b = 284,77 \text{ cm} > C = 50 \text{ cm} > d' = 22,5 \text{ cm}$$

$$N_n = 142,8 \text{ t}; \quad M_n = 497,43 \text{ t} \cdot \text{m}$$

ويبين الجدول الآتي النتائج السابقة بعد إضافة النقطة رقم 6 لزيادة الدقة في الرسم بعد أن لوحظ قرب النقطة (a) و (b) من حدود المخطط.

النقطة	1	4	2	5	6	3
X(cm)	-	400	284,77	150	50	شد مركزي
N _n (ton)	1688,43	1191,82	823	433,8	142,80	-90,43
M _n (t·m)	0	867,45	1130,15	934,54	497,43	0



الشكل (4-35) مخطط الترابط، المقطع (1-1)، حالة تمثيل تسليح الأعمدة المخفية بقوتين فقط

يجب ألا يُنسى إدخال أثر اللامركزية اللاإرادية، وذلك بتحديد القوة العظمى المسموح تطبيقها على المقطع بـ 0,8 من قيمة قوة الضغط المركزي وتبلغ بالمثال:

$$1688,43 \cdot 0,8 = 1350,74 \text{ t}$$

رسم مخطط الترابط اعتماداً على تمثيل تسليح الجدار بثلاث قوى فقط:

سُمِّتْ أسياخ التسليح بكل عمود بقوة محصلة وحيدة، وسُمِّتْ التسليح الطولي الموزع بانتظام في جسد الجدار بقوة محصلة وحيدة مطبقة في مركز ثقل الجدار، وبالتالي سؤخذ بالحسبان كامل تسليح الجدار، ولكن تسليح الجسد إما أنه سيقع في الطرف المشدود من الجدار أو في الطرف المضغوط منه حسب موقع المحور الحيادي.

ويتضمن مخطط الجسم الحر للجدار كما في الشكل (4-36) القوة المحصلة للأسياخ في العمود المخفي بالطرف المشدود والقوة المحصلة للأسياخ في العمود المخفي بالطرف المضغوط، والقوة المحصلة للتسليح الطولي في جسد الجدار، وكذلك القوة المحصلة في

الخرسانة المضغوطة، إضافة للجهود الإسمية للقوى الخارجية M_n , N_n ، وفق الأسلوب المعتاد ستُحسب النقاط كما هو مبين بالجدول الآتية:

إنَّ قيمة كل من قوّة الضغط المباشر وقوّة الشدّ المباشر لا تتغير عما حُسبت عليه في الحل الدقيق، أو حالة تمثيل التسليح بأربعة قوى لأنها اعتمدت على قيمة كامل التسليح.

النقطة الثانية (التوازنية):

$$C = 227,82 \text{ cm} ; y = 0,85 \cdot 227,82 = 193,65 \text{ cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t} \cdot \text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	3600	45216	10,174
$F_{S,body}$	31,2	235	-198,55	-6194,81	-14,558
T_{S2}	12,56	447,5	-3600	-45216	-202,342
C_C	-	96,8235	-	658399,80	637,486

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 51 = 173400 \text{ kg}$$

$$N_n = \sum (C_c + C_{S1} - F_{S,body} - T_{S4}) = 0$$

$$N_n = 658399,80 + 45216 - 6194,81 - 45216 = 652204,99 \text{ kg} = 652,20 \text{ t}$$

من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً.

$$M_n = C_c \cdot \frac{y}{2} + C_{S1} \cdot X_1 - F_{S,body} \cdot \frac{\ell_w}{2} - T_{S2} \cdot X_2 - N_n \cdot \frac{\ell_w}{2}$$

$$M_n = 658399,8 \cdot 96,823 + 45216 \cdot 22,5 - 6194,81 \cdot 235 - 45216 \cdot 447,5 - 652204,99 \cdot 235 = 1101,92 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 1101,92 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$C = 400 \text{ cm} ; y = 0,85 \cdot 400 = 340 \text{ cm} \quad \text{النقطة الرابعة:}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t} \cdot \text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	3600	45216	10,174
$F_{S,body}$	31,2	235	2598,75	81081	190,540
T_{S2}	12,56	447,5	-748,13	-9396,45	-42,049
C_C	-	170	-	1156000	1965,20

$$N_n = 1272,90 \text{ t};$$

$$M_n = 867,45 \text{ t} \cdot \text{m}$$

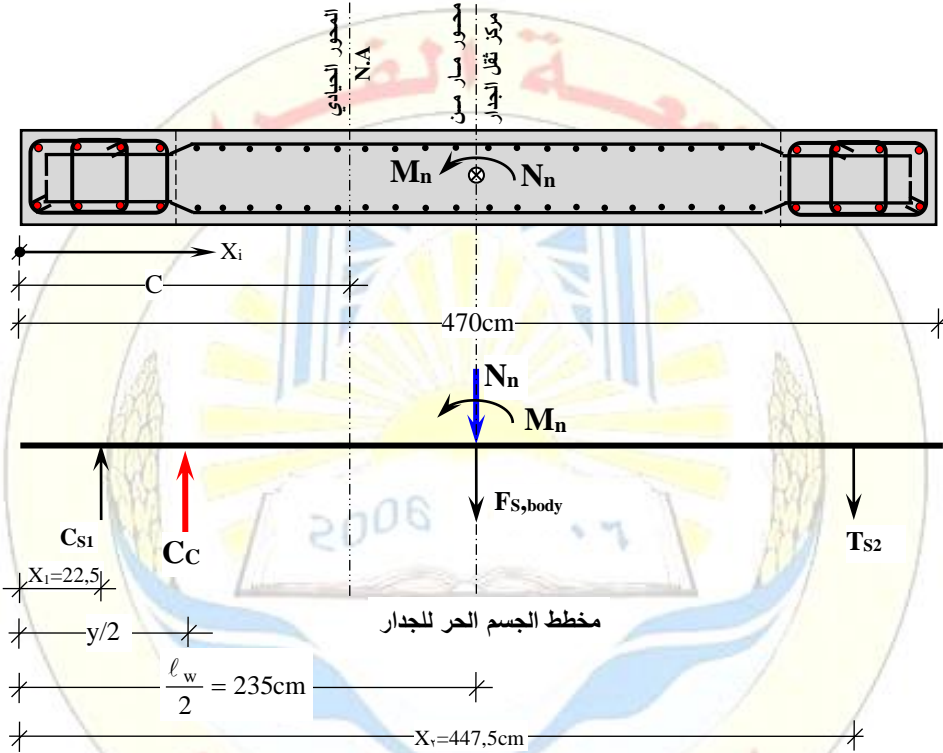
النقطة الخامسة:

$$C = 50 \text{ cm} ; y = 0,85 \cdot 50 = 42,5 \text{ cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg}/\text{cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t} \cdot \text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	3465	43520	10,174
$F_{S,body}$	31,2	235	-3600	-112320	-263,95
T_{S2}	12,56	447,5	-3600	-45216	-202,342
C_C	-	21,25	-	144500	30,71

$$N_n = 30,48\text{t};$$

$$M_n = 497,43\text{t} \cdot \text{m}$$



النقطة السادسة:

$$C = 300\text{cm} ; y = 0,85 \cdot 300 = 255\text{cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg}/\text{cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t} \cdot \text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	-3600	45216	10,174
$F_{S,body}$	31,2	235	-1365	42588	100,082
T_{S2}	12,56	447,5	3097,50	-38904,60	-174,098
C_C	-	127,5	-	867000	1105,425

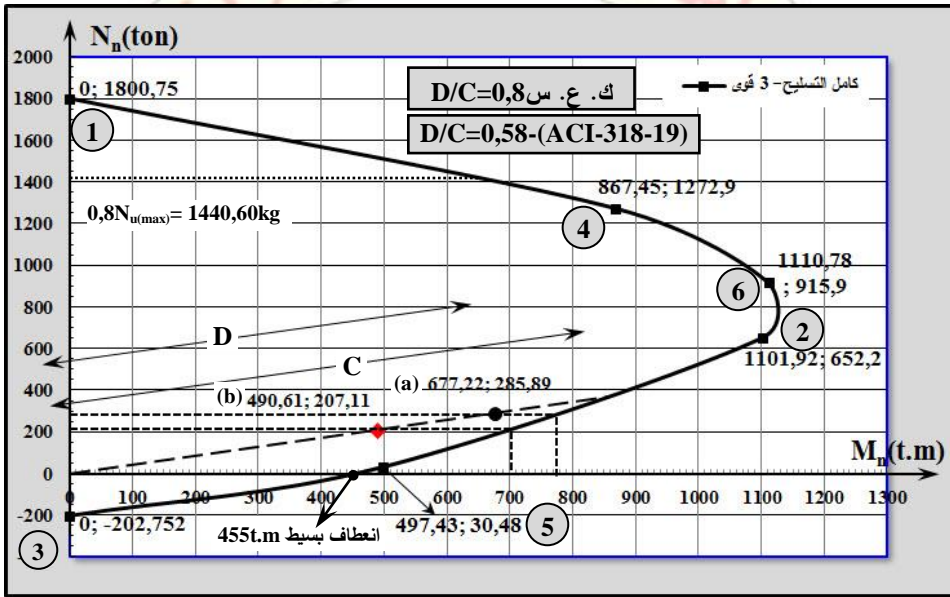
$$N_n = 915,90\text{t};$$

$$M_n = 1110,78\text{t} \cdot \text{m}$$

الجدول (8-4) نتائج حساب النقاط المختارة من مخطط الترابط

النقطة	1	4	6	2	5	3
C(cm)	-	400	300	227,82	50	-
N _n (ton)	1800,75	1272,90	915,90	652,20	30,48	-202,75
M _n (t·m)	0	867,45t	1110,78	1101,92	497,43	0

بعد رسم مخطّط الترابط، الشكل (4-37)، يُحسب العزم لحالة الانعطاف البسيط لمقطع الجدار من أجل كامل تسليح الجدار وتمثيله بثلاث قوى، وذلك من تقاطع المنحني مع محور الفواصل وتبلغ $M_n=455t\cdot m$.



الشكل (4-37) مخطّط الترابط للجدار، المقطع (1-1)، حالة تمثيل التسليح بثلاثة قوى

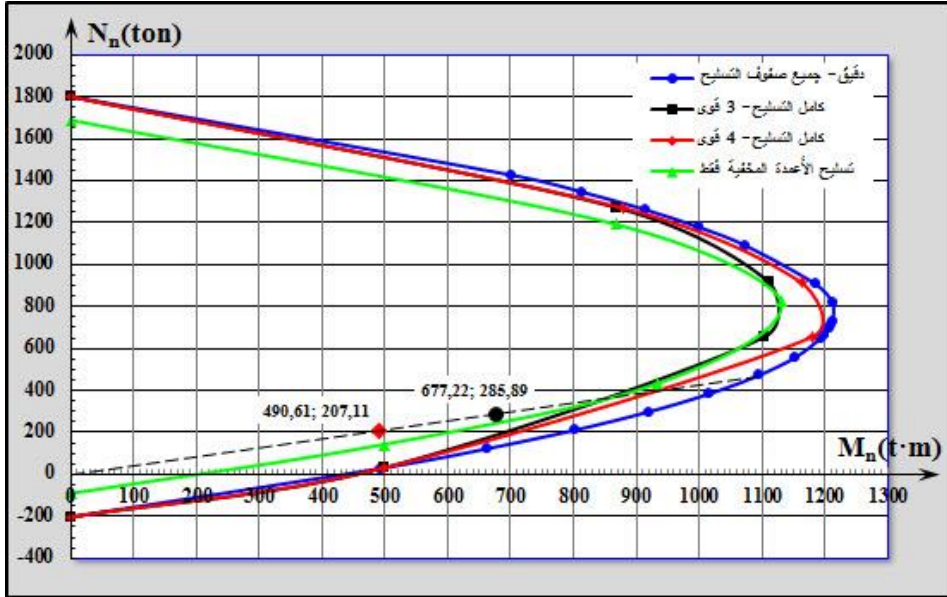
ولو حُسب بعد إيجاد قيمة C (موقع المحور الحيادي) بالتقريب المتتالي وبنفس الأسلوب الذي سبق وأن تمّ اعتماده لحالة تمثيل تسليح الجدار بأربع قوى سيُستنتج الآتي:

❖ موقع المحور الحيادي لهذه الحالة $C=41,85088cm$.

❖ قيمة عزم الانعطاف الصافي $M_n=436,55t\cdot m$.

الفارق بين القيمتين المحسوبتين لعزم الانعطاف الصافي: $\frac{455}{436,55} = 1,042 \rightarrow 4,2\%$

الخلاصة: لبيان الفروقات بين مخطّط الترابط لجميع الحالات السابقة سترسم جميع المنحنيات بمخطّط واحد كما في الشكل (4-38).



الشكل (4-38) مخطط الترابط للجدار، المقطع (1-1)، تمثيل التسليح بعدة طرائق
جدول (4-9) الفروقات بين الطرائق الأربعة بقيم معامل الاستطاعة وعزم الانعطاف الصافي

تمثيل تسليح الجدار	D/C ($\Omega=0,9$)	D/C ($\Omega=0,652$)	انعطاف صافي من المخطط (t.m)	انعطاف صافي حساب دقيق (t.m)	الفارق بين العزمين
كامل - حل دقيق	0,45	0,62	435	437,56	0,6%
كامل - أربعة قوى	0,52	0,72	455	436,55	4,2%
كامل - ثلاثة قوى	0,58	0,8	455	436,55	4,2%
فقط قوتين	0,58	0,81	200	200,20	0,001%

يُظهر تمثيل جميع الحالات الآتي:

- ✓ أن مخطط الترابط وفق الأسلوب الدقيق بإدخال تأثير جميع صفوف التسليح ينطبق بمعظمه على مخطط الترابط الذي يأخذ بالحسبان تمثيل التسليح بأربعة قوى.
- ✓ إن عملية تمثيل تسليح الجدار بقوتين فقط والنتيجة عن تسليح الأعمدة المخفية هي طريقة غير اقتصادية، تسبب إما زيادة بنسب التسليح في العناصر الطرفية، أو زيادة في أبعاد المقطع، مما يسبب تغير سلوك الجدار عند الانهيار ليكون انهياره على القص هو الحاكم، ويُعرف بكونه قصيف وأقل مطاوعة بدلاً من انهياره على الانعطاف الذي يكون أكثر مطاوعة.

✓ مخطط الترابط الذي يأخذ بالحسبان تمثيل التسليح بثلاثة قوى ينطبق على الحالة الدقيقة بمعظمه ما عدا المنطقة حول النقطة التوازنية، حيث يظهر اختلاف واضح ورغم أنه لصالح الأمان إلا أنه يسبب هدر عند التصميم في حال وقوع النقطة التي تمثل الجهود للتركيب الحاكم خارج المخطط في هذه المنطقة.

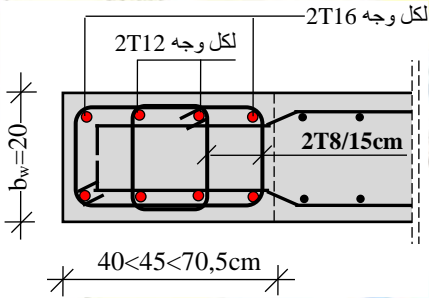
• أما فيما يخص أساور ربط الأسياخ الطولية في الأعمدة المخفية، ففي البداية يُحدد قطر وعدد وتباعد الأساور كما ورد في الكود الأساس بما يخص الأعمدة الخاضعة للضغط المركزي ومن ثم تُحقق شروط العناصر المحيطة الخاصة للجدران القصية وفق الملحق (ز) في حال ضرورة وجودها، وكما ورد في ك. ع. س. يجب ألا يقل قطر الأسورة عن أكبر القيمتين:

$$12 \text{ mm} \geq \varphi_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max d_s / 3 = 16 / 3 = 5,33 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm}; (A'_c = 0,09 \text{ m}^2 < 0,25 \text{ m}^2) \end{array} \right.$$

حيث d_s هو القطر الأكبر للأسياخ الطولية المستعملة في العمود المخفي.

$$\Rightarrow 12 \text{ mm} \geq \varphi_t \geq 6 \text{ mm} \rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

أما التباعد بين الأساور S:



$$S \geq 10 \text{ cm}$$

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ \min (a; b) = 20 \text{ cm} \\ 15 \cdot \min d_s = 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$10 \text{ cm} \leq S \leq 18 \text{ cm}$$

$$S = 15 \text{ cm} \Rightarrow T8/15 \text{ cm} \quad \text{نختار}$$

• بيان حاجة الجدار لوجود عناصر حدودية boundary element.

إن الحاجة لوجود عناصر حدودية (محيطية) على طرفي الجدار لا يعني بالضرورة أن تكون الأعمدة ظاهرة، إذ يمكن الاكتفاء بالأعمدة المخفية وبنفس الوقت يكون الجدار بحاجة لعناصر محيطية، وهناك طريقتين لبيان الحاجة لوجود عناصر حدودية خاصة:

أولاً: طريقة الإجهادات: تُطبق علاقة الإجهادات الآتية باعتماد الخصائص المرنة للمقطع، ويمكن إهمال الحاجة لوجود هذه العناصر إذا تحققت المتراحة:

$$\sigma'_c = \frac{N_u}{A'_c} + \frac{M_u}{I_y} \cdot \frac{\ell_w}{2} \leq 0,2 \cdot f'_c$$

$$A'_c = 20 \cdot 470 = 9400 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \frac{b \cdot \ell_w^3}{12} = \frac{20 \cdot (470)^3}{12} = 17304 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_c = \frac{186,40 \cdot 10^3}{9400} + \frac{441,55 \cdot 10^5}{17304 \cdot 10^4} \cdot \frac{470}{2} \leq 0,2 \cdot f'_c = 0,2 \cdot 200 = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_c = 79,79 \text{ kg/cm}^2 > 40 \text{ kg/cm}^2$$

الجدار بحاجة لعناصر محيطيّة خاصّة وفق مفهوم طريقة الإجهادات.

ثانياً: طريقة الانتقالات: يحتاج الجدار لعناصر محيطيّة عندما تتحقّق العلاقة:

$$C \geq C_{Cr}$$

$$C_{Cr} = \frac{\ell_w}{600 \cdot (\delta_U/h_w)} ; \delta_U/h_w \geq 0,007$$

C: بعد المحور الحيايدي والمحسوب من أجل القوّة المحوريّة المصعدّة (التصميميّة) المتوافقة مع الانتقال التصميمي δ_U ومقاومة العزم الإسمي والناتج عن مخطّط ترابط المقطع ذات الأبعاد والتسليح المفروض.

$$\delta_U = \frac{C_d \cdot \delta_e}{I}$$

δ_e : الانتقال الناتج عن التحليل المرن للمنشأة تحت تأثير الأحمال الزلزاليّة وهي من أجل

الجدار المدروس في الطابق الأخير وكما هو مبين بالشكل (4-39) تساوي 7,51mm.

C_d : عامل تضخيم الانتقال ويساوي 5 من أجل جملة جدران قصيّة (الجدول ج-10 هـ

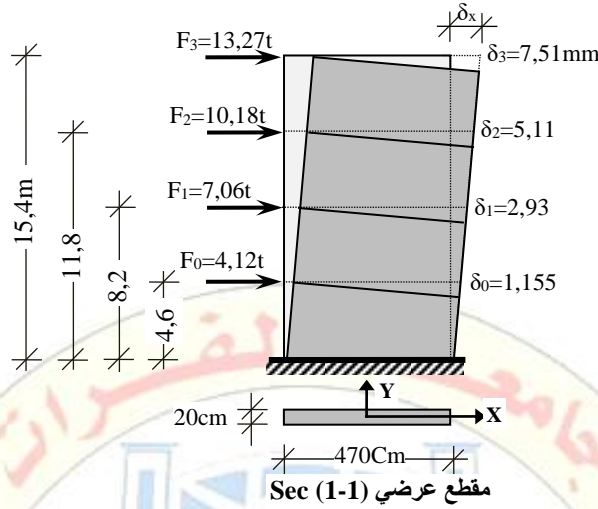
صفحة 243 من ملحق 2/ حالة جدران قصيّة خاصة).

I: معامل الأهميّة الزلزاليّة ومن أجل المنشأ المدروس I=1.

$$\delta_U = \frac{5 \cdot 7,51}{1} = 37,55 \text{ mm} ; \frac{\delta_U}{h_{wCS}} \geq 0,007$$

$$\frac{\delta_U}{h_{wCS}} = \frac{37,55}{15,4 \cdot 10^3} = 0,00245 < 0,007 \Rightarrow \frac{\delta_U}{h_{wCS}} = 0,007$$

$$C_{Cr} = \frac{470}{600 \cdot 0,007} = 111,9 \text{ cm}$$



الشكل (4-39) الانتقال في الجدار الناتج عن التحليل المرن للمنشأة تحت تأثير الأحمال الزلزالية

• حساب امتداد العنصر المحيطي:

من أجل التأكد من كفاية البعد المفروض $l_{be} = 45\text{cm}$ في بداية تصميم مقطع الجدار، وكما رُسم سابقاً مخطّط الترابط بتمثيل التسليح بعدة أساليب، سيتم هنا حساب C موقع المحور الحيادي والتي تحدّد امتداد العنصر الحدودي، من أجل كل أسلوب لتتعرف على الفروقات بين النتائج لكل حالة والمقارنة بين النتائج من أجل حساب عامل تخفيض المقاومة وفق علاقة الكود ووفق علاقة الكود الأمريكي ACI-318-19.

أولاً: اعتماداً على عامل تخفيض المقاومة المحسوب وفق الكود السوري:

$$\Omega = 0,652 \rightarrow N_n = \frac{186,40}{0,652} = 285,89\text{t}$$

خطوات الحل:

✓ الخطوة الأولى: يُحسب من معادلة التوازن الأولى بعد المحور السليم من أجل مقطع الجدار، العناصر الحدودية مسلحة بأسياخ 4T16+4T12 وتسليح الجسد 5T10/m والخاضع لقوة محورية تصميمية مصعدة $N_U = 186,40\text{t}$ وذلك بتطبيق المعادلة:

$$\frac{N_U}{\Omega} = C_c + \sum(N_i)$$

وهذه المعادلة تتضمن مجهول وحيد هو طول بلوك الضغط للخرسانة والذي يدخل في

حساب محصلة قوى الضغط في الخرسانة وكما نعلم أنّ: $y = 0,85 \cdot C$

وحتى يتحقق أن طرفي المعادلة متساويان، أي القوة الخارجية المطبقة N_n تساوي مجموع القوى الداخلية لمقطع الجدار، علينا فرض قيمة لـ C وتحقيق المعادلة وبالتجريب لمرات عديدة، أي بعملية تقريب متتالي يمكن الوصول للحل. الخطوة الثانية: تُطبق معادلة التوازن الثانية لمعرفة قيمة مقاومة العزم الإسمي المحتمل M_{nr} ، أي طاقة الجدار الاسمية المتوافقة مع الانتقال δ_u .

حساب C من أجل مخطط الترابط الخاص بتمثيل صفوف جميع التسليح بأربعة قوى: ستفرض قيمة لبعده المحور الحيادي ولتكن $C=125\text{cm}$ وبناءً على ذلك ستكون أربعة صفوف تسليح قطر 10mm ضمن المنطقة المضغوطة و 16 صف تسليح قطر 10mm ضمن المنطقة المشدودة، ثم تُحسب الإجهادات والقوى والعزوم بالنسبة لمحور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً وترتب القيم بالجدول الآتي:

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	3600	45216	10,174
C_{S2}	6,24	85	2016	12579,84	10,693
T_{S3}	24,96	275	-3600	-89856	-247,104
T_{S4}	12,56	447,5	-3600	-45216	-202,342
N_n	-	235	-	-285833,61	-671,709
C_C	-	53,125	-	361250	191,914

$$\frac{N_U}{\Omega} = N_n = \sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4})$$

$$\sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4} - N_n) = 0$$

$$361250 + 45216 + 12579,84 - 89856 - 45216 - 285834 = -1860,16\text{kg} \neq 0$$

طالما النتيجة قوة شادة فنحتاج لزيادة قيمة C لتكبير قوى الضغط، تُعاد الحسابات من أجل $C=125,63\text{cm}$.

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	3600	45216	10,174
C_{S2}	6,24	85,31	2021,94	12616,89	10,763
T_{S3}	24,96	275,31	-3600	-89856	-247,383
T_{S4}	12,56	447,5	-3600	-45216	-202,342

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
N_n	-	235	-	-285833,61	-671,709
C_C	-	53,39	-	363070,70	193,853

$363070,70 + 45216 + 12616,89 - 89856 - 45216 - 285834 = -2,41\text{kg} \approx 0$
 بالتالي يمكن قبول قيمة المحور الحيادي $C=125,63\text{cm}$ المفروضة، ولا ضرورة للمتابعة في التقريب وهي القيمة النهائية، من معادلة التوازن الثانية تُحسب مقاومة العزم الإسمي المحتمل M_{nr} الذي يمكن للجدار تحمله، والموافق للانتقال δ_u وذلك بأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً.

$$M_{nr} = 10,174 + 10,763 - 247,383 - 202,342 - 671,709 + 193,853$$

$$M_{nr} = -906,64\text{t}\cdot\text{m}$$

كما يمكن الحصول على قيمة مقاومة العزم الإسمي المحتمل M_{nr} من مخطط الترابط (الشكل (4-31)) وذلك بتمديد المستقيم المار من النقطة (a)، (وفق $\Omega=0,652$)، لينتقاطع مع منحنى الترابط ويُلاحظ أنَّ قيمته الموافقة للقوة التصميمية تبلغ $M_{nr}=805\text{t}\cdot\text{m}$ وهي قيمة أقل من تلك التي حصلنا عليها حسابياً، ويمكن بذلك مقارنة C مع C_{Cr} لنجد أن:

$$C = 125,63\text{cm} > C_{Cr} = 111,9\text{cm}$$

إذاً يلزم عنصر حدودي خاص، ويجب أن يمتد أفقياً ضمن المقطع العرضي لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين مع ملاحظة أنَّه اعتمد الحد الأقصى لطول العنصر الحدوي وفق الكود السوري $0,2 \cdot l_w$:

$$0,2 \cdot l_w \geq l_{be} \geq \max \begin{cases} \frac{C}{2} \\ C - 0,1 \cdot l_w \end{cases}$$

$$0,2 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \begin{cases} \frac{125,63}{2} = 62,82\text{cm} \\ 125,63 - 0,1 \cdot 470 = 78,63\text{cm} \end{cases}$$

$$94\text{cm} > l_{be} = 45\text{cm} < 78,63\text{cm} \Rightarrow l_{be} = 78,63\text{cm} \rightarrow l_{be} = 80\text{cm}$$

حساب C من أجل مخطط الترابط الخاص بتمثيل القوى المحصلة لجميع صفوف التسليح - الحل الدقيق: باتباع الأسلوب السابق ذاته تُحسب قيمة C وذلك بفرض قيمة وبالتقريب المتتالي للوصول للحل، الذي تتحقق فيه معادلة التوازن الأولى ويبين الجدول

الآتي نتائج الحساب من أجل القيمة النهائية لـ $C=121,4145\text{cm}$ بعد إجراء التقريب المتتالي، أو تنفيذ عملية استهداف ببرنامج Excel.

$$y = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 121,41 = 103,20\text{cm}$$

رقم السبخ	القطر mm	مساحة السبخ (cm ²)	العدد	A _s (cm ²)	X _i (cm)	f _s (kg/cm ²)	N _i =A _s ·f _s (kg)	M _i (t·m)
1	16	2,01	2	4,02	4,1	3600	14472	0,593
2	12	1,13	2	2,26	16,37	3600	8136	1,332
3	12	1,13	2	2,26	28,63	3600	8136	2,329
4	16	2,01	2	4,02	40,9	3600	14472	5,919
5	10	0,78	2	1,56	48,8	3600	5616	2,741
6	10	0,78	2	1,56	68,4	2750,83	4291,30	2,935
7	10	0,78	2	1,56	88	1733,82	2704,76	2,380
8	10	0,78	2	1,56	107,6	716,81	1118,22	1,203
9	10	0,78	2	1,56	127,2	-300,20	-468,31	-0,596
10	10	0,78	2	1,56	146,8	-1317,21	-2054,85	-3,017
11	10	0,78	2	1,56	166,4	-2334,23	-3641,39	-6,059
12	10	0,78	2	1,56	186	-3351,24	-5227,93	-9,724
13	10	0,78	2	1,56	205,6	-3600	-5616	-11,546
14	10	0,78	2	1,56	225,2	-3600	-5616	-12,647
15	10	0,78	2	1,56	244,8	-3600	-5616	-13,748
16	10	0,78	2	1,56	264,4	-3600	-5616	-14,849
17	10	0,78	2	1,56	284	-3600	-5616	-15,949
18	10	0,78	2	1,56	303,6	-3600	-5616	-17,050
19	10	0,78	2	1,56	323,2	-3600	-5616	-18,151
20	10	0,78	2	1,56	342,8	-3600	-5616	-19,252
21	10	0,78	2	1,56	362,4	-3600	-5616	-20,352
22	10	0,78	2	1,56	382	-3600	-5616	-21,453
23	10	0,78	2	1,56	401,6	-3600	-5616	-22,554
24	10	0,78	2	1,56	421,2	-3600	-5616	-23,655
25	16	2,01	2	4,02	429,1	-3600	-14472	-62,099
26	12	1,13	2	2,26	441,37	-3600	-8136	-35,910

رقم السيخ	القطر mm	مساحة السيخ (cm ²)	العدد	A _s (cm ²)	X _i (cm)	f _s (kg/cm ²)	N _i =A _s ·f _s (kg)	M _i (t·m)
27	12	1,13	2	2,26	453,63	-3600	-8136	-36,907
28	16	2,01	2	4,02	465,9	-3600	-14472	-67,425
N _n	-	-	-	-	235	-	-285833,6	-671,71
C _C	-	-	-	-	51,6012	-	350887,8	181,062
							∑ N _i = 0	-904,16

$$M_n = \sum M_i = -904,16 \text{ t} \cdot \text{m}$$

كما يمكن الحصول على قيمة مقاومة العزم الإسمي المحتمل M_{nr} من مخطط الترابط (الشكل (4-33)) وذلك بتمديد المستقيم المار من النقطة (a) ليقاطع مع منحنى الترابط، ويُلاحظ أن مقاومة العزم الإسمي المحتمل الموافق لها $M_{nr}=905\text{t}\cdot\text{m}$ وهي تساوي تقريباً تلك التي حصلنا عليها حسابياً، وبالمقارنة نجد: $C=121,41\text{cm} > C_{Cr}=111,9\text{cm}$ إذاً يلزم عنصر حدودي خاص، ويجب أن يمتد أفقياً ضمن المقطع العرضي لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين:

$$0,2 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{121,41}{2} = 60,71\text{cm} \\ 121,41 - 0,1 \cdot 47 = 74,41\text{cm} \end{array} \right.$$

$$94 \text{ cm} > l_{be} = 45 \text{ cm} < 74,41 \text{ cm} \Rightarrow l_{be} = 74,41 \text{ cm} \rightarrow l_{be} = 75 \text{ cm}$$

حساب C من أجل مخطط الترابط الخاص بتمثيل تسليح الأعمدة المخفية بقوتين فقط: تُحسب قيمة C بفرض قيمة أولية لها، وبالتقريب المتتالي يُحصل على الحل الذي تتحقق فيه معادلة التوازن الأولى، ويبين الجدول الآتي نتائج الحساب من أجل القيمة النهائية لـ C بعد إجراء التقريب المتتالي.

$$y = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 98,90 = 84,06 \text{ cm}$$

القوة	A _s (cm ²)	X(cm)	f _s (kg/cm ²)	N _i =A _s ·f _s (kg)	M _{ni} (t·m)
C _{S1}	12,56	22,5	3600	45216	10,174
T _{S2}	12,56	447,5	-3600	-45216	-202,342
N _n	-	235	-	-285833,61	-671,709
C _C	-	42,03	-	285833,61	120,148

القوة	$A_S(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_S(\text{kg/cm}^2)$	$N_i=A_S \cdot f_S (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
				$\sum N_i = 0$	-743,73

$$M_n = \sum M_i = -743,73 \text{ t}\cdot\text{m}$$

من مخطط الترابط (الشكل (4-35)) يُلاحظ أن مقاومة العزم الإسمي المحتمل الموافق لها $M_{nr}=745\text{t}\cdot\text{m}$ ، وهي قيمة تساوي تقريباً تلك التي حُصل عليها حسابياً، وبمقارنة C مع

$$C = 98,90\text{cm} < C_{Cr} = 111,9\text{cm} \quad \text{نجد: } C_{Cr}$$

إذاً وفق طريقة الانتقالات لا يلزم عنصر حدودي خاص، لكن وفق طريقة الإجهادات وجد ضرورة للعنصر الحدودي، إذاً الطريقة الأخيرة هي الحاكمة، ويجب أن يمتد أفقياً ضمن المقطع العرضي لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين:

$$0,2 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \begin{cases} \frac{98,90}{2} = 49,45\text{cm} \\ 98,90 - 0,1 \cdot 47 = 51,9\text{cm} \end{cases}$$

$$94\text{cm} > l_{be} = 45\text{cm} < 51,9\text{cm} \Rightarrow l_{be} = 51,9\text{cm} \rightarrow l_{be} = 55\text{cm}$$

حساب C من أجل مخطط الترابط الخاص بتمثيل تسليح الجدار بثلاثة قوى فقط:

تُحسب قيمة C وذلك بفرض قيمة وبالتقريب المتتالي للوصول للحل الذي تتحقق فيه معادلة التوازن الأولى، ويبين الجدول الآتي نتائج الحساب من أجل القيمة النهائية لـ C= 137.7694cm، بعد إجراء التقريب المتتالي، والقوة المحصلة للتسليح الموزع بانتظام في جسد الجدار تعدّ قوة شادة.

$$y = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 137,77 = 117,10\text{cm}$$

القوة	$A_S(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_S(\text{kg/cm}^2)$	$N_i=A_S \cdot f_S (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	3600	45216	10,174
$F_{S,body}$	31,2	235	-3600	-112320	-263,952
T_{S3}	12,56	447,5	-3600	-45216	-202,342
N_n	-	235	-	-285833,61	-671,709
C_C	-	58,55	-	398153,61	233,127
				$\sum N_i = 0$	-894,702

$$M_n = \sum M_i = -894,70 \text{ t}\cdot\text{m}$$

من مخطّط الترابط (الشكل (4-37)) يُلاحظ أن مقاومة العزم الإسميّ المحتمل الموافق لها $M_{nr}=775t \cdot m$ ، وهي قيمة أقل من تلك التي حصلنا عليها حسابياً، وبمقارنة C مع C_{Cr}

$$C = 137,77 \text{ cm} > C_{Cr} = 111,9 \text{ cm} \quad \text{نجد:}$$

إذاً يلزم عنصر حدودي خاص، ويجب أن يمتد أفقيّاً ضمن المقطع العرضي لمسافة لا تقلّ عن أكبر القيمتين:

$$0,2 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{137,77}{2} = 68,89 \text{ cm} \\ 137,77 - 0,1 \cdot 47 = 90,77 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$94 \text{ cm} > l_{be} = 45 \text{ cm} < 90,77 \text{ cm} \Rightarrow l_{be} = 90,77 \text{ cm} \rightarrow l_{be} = 95 \text{ cm}$$

لنرتب النتائج السابقة فيما يخص حساب امتداد العنصر الحدودي (باعتبار $\Omega=0,652$) بالجدول الآتي:

تمثيل تسليح الجدار	C(cm)	الطاقة الاسمية حسابياً (t·m)	الطاقة الاسمية من المخطّط (t·m)	l_{be} (cm)
كامل - حل دقيق	121,41	904,16	905	75
كامل - أربعة قوى	125,63	906,64	805	80
كامل - ثلاثة قوى	137,77	894,70	775	95
قوتين	98,90	743,73	745	55

يُلاحظ من الجدول تقارب طول العنصر الحدودي عند تمثيل التسليح بأربع قوى مع تلك المحسوبة بالحل الدقيق، أما الحالتان الباقيتان فهي إما أكبر بحوالي 25% مقارنة مع الحل الدقيق أو أصغر بحوالي 27%، إذاً فإن أفضل تمثيل يتوافق مع الحل الدقيق هو حالة تمثيل التسليح بأربعة قوى.

ثانياً: اعتماداً على عامل تخفيض المقاومة وفق الكود الأمريكي ACI-318-19:

سيُعمد على القيمة المفروضة لعامل تخفيض المقاومة وبعد تحديد قيم C سيتم

التأكد من صحة الفرض.

$$\Omega = 0,9 \rightarrow N_n = \frac{186,40}{0,9} = 207,11t$$

حساب C من أجل مخطط الترابط الخاص بتمثيل صفوف جميع التسليح بأربعة قوى: بعد محاولات عدّة من فرض قيمة لبعده المحور الحياضيّ حُسبت قيمة C النهائية التي من أجلها تتحقّق معادلة التوازن الأولى وكانت $C=104,057\text{cm}$ ، بناءً على ذلك ستكون ثلاثة صفوف تسليح قطر 10mm ضمن المنطقة المضغوطة و 17 صف تسليح قطر 10mm ضمن المنطقة المشدودة، ثم تُحسب الإجهادات والقوى والعزوم بالنسبة لمحور يمرّ من الليف الأكثر انضغاطاً وترتب القيم بالجدول الآتي:

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg}/\text{cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	3600	45216	10,174
C_{S2}	4,68	97,5	396,99	1857,92	1,811
T_{S3}	26,52	287,5	-3600	-95472	-274,482
T_{S4}	12,56	447,5	-3600	-45216	-202,342
N_n	-	235	-	-207111,11	-486,711
C_C	-	44,22	-	300725,02	132,993

$$\frac{N_u}{\Omega} = N_n = \sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4})$$

$$\sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4} - N_n) = 0$$

$$300725,02 + 45216 + 1857,92 - 95472 - 45216 - 207111,11 = -0,17\text{kg} \approx 0$$

من معادلة التوازن الثانية يُحسب العزم الإسميّ المحتمل الذي يمكن للجدار تحمّله والموافق للانتقال δ_u ، وذلك بأخذ مجموع العزوم حول محور يمرّ من الليف الأكثر انضغاطاً.

$$M_{nr} = 10,174 + 1,811 - 274,482 - 202,342 - 486,711 + 132,99$$

$$M_{nr} = -818,56\text{t}\cdot\text{m}$$

كما يمكن الحصول على قيمة مقاومة العزم الإسميّ المحتمل من مخطّط الترابط (الشكل (4-31))، وذلك بتمديد المستقيم المار من النقطة (b) ليتقاطع مع منحنى الترابط ويُلاحظ أن العزم الإسميّ المحتمل الموافق للقوة التصميميّة $M_{nr}=710\text{t}\cdot\text{m}$ ، وهي قيمة أقل من تلك الناتجة حسابياً، بمقارنة C مع C_{Cr} نجد:

$$C = 104,057\text{cm} < C_{Cr} = 111,9\text{cm}$$

وفق طريقة الانتقالات لا ضرورة للعنصر الحدودي الخاص، لكن وفق طريقة الإجهادات فالجدار بحاجة لعناصر حدودية، ويجب أن يمتد أفقياً ضمن المقطع العرضي لمسافة لا

$$0,15 \cdot l_w \geq l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{2} \\ C - 0,1 \cdot l_w \end{array} \right. \quad \text{تقلّ عن أكبر القيمتين:}$$

$$0,15 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{104,057}{2} = 52,03 \text{ cm} \\ 104,057 - 0,1 \cdot 47 = 57,057 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$70,5 \text{ cm} > l_{be} = 45 \text{ cm} < 57,057 \text{ cm} \Rightarrow l_{be} = 57,057 \text{ cm} \rightarrow l_{be} = 60 \text{ cm}$$

نذكر بأنّ عامل تخفيض المقاومة في البداية فُرض مساوياً 0,9 وطالما أنه تم الانتهاء من تحديد قيمة C موقع المحور السليم للجدار المدروس، فقد أصبح من الممكن حساب عامل تخفيض المقاومة بعد تحديد قيمة انفعال الشد الفعلية ε_t في صف الأسياخ الأخير

$$d_t = 470 - 2,5 - 0,8 - \frac{1,6}{2} = 465,9 \text{ cm} \quad \text{كالآتي:}$$

من مخطط الانفعال، من تشابه المثلثات:

$$\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_t} = \frac{C}{C - d_t} \Rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon'_c \cdot \frac{C - d_t}{C}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \cdot \frac{104,057 - 465,9}{104,057}$$

الإشارة السالبة للدلالة على أنه انفعال شد $\varepsilon_t = -0,0104$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3600}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00171$$

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003 \Rightarrow \Omega = 0,9$$

$$\varepsilon_t = 0,0104 > 0,00171 + 0,003 = 0,00471 \Rightarrow \Omega = 0,9 \quad \dots \text{ok}$$

إذاً الفرض صحيح والشدّ حاكم، ولا ضرورة لإعادة الحسابات.

حساب C من أجل مخطط الترابط الخاص بتمثيل القوى المحصلة لجميع صفوف التسليح - الحل الدقيق: باتباع الأسلوب السابق ذاته تُحسب قيمة C وذلك بفرض قيمة وبالتقريب المتتالي للوصول للحل الذي تتحقّق فيه معادلة التوازن الأولى، ويبين الجدول

الآتي نتائج الحساب من أجل القيمة النهائية لـ $C=98,68\text{cm}$ بعد إجراء التقريب المتتالي.

$$y = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 98,68 = 83,88\text{cm}$$

رقم السبخ	القطر mm	مساحة السبخ (cm^2)	العدد	A_s (cm^2)	X_i (cm)	f_s (kg/cm^2)	$N_i=A_s \cdot f_s$ (kg)	M_i (t·m)
1	16	2,01	2	4,02	4,1	3600	14472	0,593
2	12	1,13	2	2,26	16,37	3600	8136	1,332
3	12	1,13	2	2,26	28,63	3600	8136	2,329
4	16	2,01	2	4,02	40,9	3600	14472	5,919
5	10	0,78	2	1,56	48,8	3184,69	4968,12	2,424
6	10	0,78	2	1,56	68,4	1933,46	3016,20	2,063
7	10	0,78	2	1,56	88	682,23	1064,28	0,937
8	10	0,78	2	1,56	107,6	-569	-887,63	-0,955
9	10	0,78	2	1,56	127,2	-1820,23	-2839,55	-3,612
10	10	0,78	2	1,56	146,8	-3071,46	-4791,47	-7,034
11	10	0,78	2	1,56	166,4	-3600	-5616	-9345
12	10	0,78	2	1,56	186	-3600	-5616	-10,446
13	10	0,78	2	1,56	205,6	-3600	-5616	-11,546
14	10	0,78	2	1,56	225,2	-3600	-5616	-12,647
15	10	0,78	2	1,56	244,8	-3600	-5616	-13,748
16	10	0,78	2	1,56	264,4	-3600	-5616	-14,849
17	10	0,78	2	1,56	284	-3600	-5616	-15,949
18	10	0,78	2	1,56	303,6	-3600	-5616	-17,050
19	10	0,78	2	1,56	323,2	-3600	-5616	-18,151
20	10	0,78	2	1,56	342,8	-3600	-5616	-19,252
21	10	0,78	2	1,56	362,4	-3600	-5616	-20,352
22	10	0,78	2	1,56	382	-3600	-5616	-21,453
23	10	0,78	2	1,56	401,6	-3600	-5616	-22,554
24	10	0,78	2	1,56	421,2	-3600	-5616	-23,655
25	16	2,01	2	4,02	429,1	-3600	-14472	-62,099
26	12	1,13	2	2,26	441,37	-3600	-8136	-35,910

رقم السبخ	القطر mm	مساحة السبخ (cm ²)	العدد	As (cm ²)	Xi (cm)	fs (kg/cm ²)	Ni=As·fs (kg)	Mi (t·m)
27	12	1,13	2	2,26	453,63	-3600	-8136	-36,907
28	16	2,01	2	4,02	465,9	-3600	-14472	-67,425
N _n	-	-	-	-	235		-207111,1	-486,71
C _C	-	-	-	-	41,94		285205,16	119,621
							$\sum N_i = 0$	-796,43

$$M_n = \sum M_i = -796,43 \text{ t} \cdot \text{m}$$

كما يمكن الحصول على قيمة مقاومة العزم الإسمي المحتمل M_{nr} من مخطط الترابط (الشكل (4-33)) وذلك بتمديد المستقيم المار من النقطة (b) ليتقاطع مع منحنى الترابط ويلاحظ أن مقاومة العزم الإسمي المحتمل الموافق لها $M_{nr}=800\text{t}\cdot\text{m}$ وهي تساوي تقريباً تلك الناتجة حسابياً، وبمقارنة C مع C_{Cr} نجد: $C = 98,68\text{cm} < C_{Cr} = 111,9\text{cm}$ وفق طريقة الانتقالات لا ضرورة للعنصر الحدودي خاص، لكن وفق طريقة الإجهادات فالجدار بحاجة لعناصر حدودية، إذا الطريقة الأخيرة هي الحاكمة، ويجب أن يمتد أفقياً ضمن المقطع العرضي لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين:

$$0,15 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{98,68}{2} = 49,34\text{cm} \\ 98,68 - 0,1 \cdot 47 = 51,68\text{cm} \end{array} \right.$$

$$70,5\text{cm} > l_{be} = 45\text{cm} < 51,68\text{cm} \Rightarrow l_{be} = 51,68\text{cm} \rightarrow l_{be} = 55\text{cm}$$

حساب عامل تخفيض المقاومة بعد تحديد قيمة انفعال الشد الفعلية ε_t في صف الأسياخ

$$d_t = 465,9\text{cm} \quad \text{الأخير كالاتي:}$$

من مخطط الانفعال، من تشابه المثلثات:

$$\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_t} = \frac{C}{C - d_t} \Rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon'_c \cdot \frac{C - d_t}{C}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \cdot \frac{98,68 - 465,9}{98,057}$$

الإشارة السالبة للدلالة على أنه انفعال شد $\varepsilon_t = -0,0112$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3600}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00171$$

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003 \Rightarrow \Omega = 0,9$$

$$\varepsilon_t = 0,0112 > 0,00171 + 0,003 = 0,00471 \Rightarrow \Omega = 0,9 \quad \dots ok$$

إذاً الفرض صحيح والشدّ حاكم، ولا ضرورة لإعادة الحسابات.

حساب C من أجل مخطط الترابط الخاص بتمثيل تسليح الأعمدة المخففة بقوتين فقط:

تُحسب قيمة C وذلك بفرض قيمة وبالتقريب المتتالي للوصول للحل، الذي تتحقق فيه معادلة التوازن الأولى، ويبين الجدول الآتي نتائج الحساب من أجل القيمة النهائية لـ $C = 71,66 \text{ cm}$ بعد إجراء التقريب المتتالي.

$$y = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 71,66 = 60,91 \text{ cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$N_i = A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	3600	45216	10,174
T_{S2}	12,56	447,5	-3600	-45216	-202,342
N_n	-	235	-	-207111,11	-486,711
C_C	-	30,45	-	207111,11	63,081
$\sum N_i = 0$					-615,80

$$M_n = \sum M_i = -615,80 \text{ t}\cdot\text{m}$$

من مخطط الترابط (الشكل (4-35)) يُلاحظ أن مقاومة العزم الاسمي المحتمل الموافق لها

$M_{nr} = 608 \text{ t}\cdot\text{m}$ وهي قيمة أقل من تلك الناتجة حسابياً، وبمقارنة C مع C_{Cr} نجد:

$$C = 71,66 \text{ cm} < C_{Cr} = 111,9 \text{ cm}$$

وفق طريقة الانتقالات لا ضرورة للعنصر الحدودي خاص، لكن وفق طريقة الإجهادات

فالجدار بحاجة لعناصر حدودية، إذا الطريقة الأخيرة هي الحاكمة، ويجب أن يمتد أفقياً

ضمن المقطع العرضي لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين:

$$0,15 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{71,66}{2} = 35,83 \text{ cm} \\ 71,66 - 0,1 \cdot 47 = 24,66 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$70,5 \text{ cm} > l_{be} = 45 \text{ cm} > 35,83 \text{ cm} \Rightarrow l_{be} = 45 \text{ cm}$$

حساب عامل تخفيض المقاومة بعد تحديد قيمة انفعال الشد الفعلية ε_t في صف الأسيخ

$$d_t = 465,9 \text{ cm} \quad \text{الأخير كالاتي:}$$

من مخطط الانفعال، من تشابه المثلثات:

$$\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_t} = \frac{C}{C-d_t} \Rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon'_c \cdot \frac{C-d_t}{C}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \cdot \frac{71,66 - 465,9}{71,66}$$

الإشارة السالبة للدلالة على أنه انفعال شد $\varepsilon_t = -0,0165$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3600}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00171$$

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003 \Rightarrow \Omega = 0,9$$

$$\varepsilon_t = 0,0165 > 0,00171 + 0,003 = 0,00471 \Rightarrow \Omega = 0,9 \quad \dots ok$$

إذاً الفرض صحيح والشدّ حاكم، ولا ضرورة لإعادة الحسابات.

حساب C من أجل مخطط الترابط الخاص بتمثيل تسليح الجدار بثلاث قوى فقط:

تُحسب قيمة C وذلك بفرض قيمة وبالتقريب المتتالي للوصول للحل، الذي تتحقق فيه معادلة التوازن الأولى ويبين الجدول الآتي نتائج الحساب من أجل القيمة النهائية لـ $C = 110,53 \text{ cm}$ ، بعد إجراء التقريب المتتالي، والقوة المحصلة للتسليح الموزع بانتظام في جسد الجدار تُعد قوة شادة.

$$y = 0,85 \cdot C = 0,85 \cdot 110,53 = 93,95 \text{ cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$N_i = A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t} \cdot \text{m})$
C_{S1}	12,56	22,5	3600	45216	10,174
$FS2$	31,2	235	-3600	-112320	-263,952
T_{S3}	12,56	447,5	-3600	-45216	-202,342
N_n	-	235	-	-207111,11	-486,711
C_C	-	58,55	-	319431,11	150,053
$\sum N_i = 0$					-792,78

$$M_n = \sum M_i = -792,78 \text{ t} \cdot \text{m}$$

من مخطّط الترابط (الشكل (4-37)) يُلاحظ أن مقاومة العزم الإسميّ المحتمل الموافق لها

وهي قيمة أقل من تلك الناتجة حسابياً، وبمقارنة C مع C_{Cr} نجد:

$$C = 110,53 \text{ cm} < C_{Cr} = 111,9 \text{ cm}$$

وفق طريقة الانتقالات لا ضرورة للعنصر الحدودي الخاص، لكن وفق طريقة الإجهادات فالجدار بحاجة لعناصر حدودية، إذاً الطريقة الأخيرة هي الحاكمة، ويجب أن يمتد أفقيًا ضمن المقطع العرضي لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين:

$$0,15 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{110,53}{2} = 55,26 \text{ cm} \\ 110,53 - 0,1 \cdot 47 = 63,53 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$70,5 \text{ cm} > l_{be} = 45 \text{ cm} < 63,53 \text{ cm} \Rightarrow l_{be} = 63,53 \text{ cm} \rightarrow l_{be} = 65 \text{ cm}$$

حساب عامل تخفيض المقاومة بعد تحديد قيمة انفعال الشد الفعلية ε_t في صف الأسياخ

$$d_t = 465,9 \text{ cm} \quad \text{الأخير كالاتي:}$$

من مخطط الانفعال، من تشابه المثلثات:

$$\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_t} = \frac{C}{C - d_t} \Rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon'_c \cdot \frac{C - d_t}{C}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \cdot \frac{110,53 - 465,9}{110,53}$$

الإشارة السالبة للدلالة على أنه انفعال شد $\varepsilon_t = -0,0096$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3600}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00171$$

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003 \Rightarrow \Omega = 0,9$$

$$\varepsilon_t = 0,0096 > 0,00171 + 0,003 = 0,00471 \Rightarrow \Omega = 0,9 \quad \dots \text{ok}$$

إذاً الفرض صحيح والشد حاكم، ولا ضرورة لإعادة الحسابات.

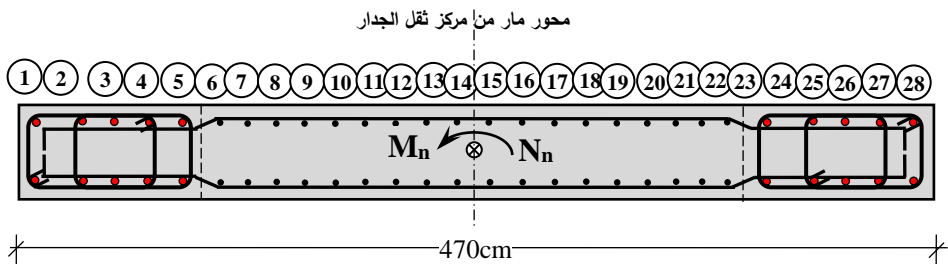
لنرتب النتائج السابقة فيما يخص حساب امتداد العنصر الحدودي بالجدول الآتي، مع

الأخذ بالحسبان معامل تخفيض المقاومة وفق الأمريكي ACI-318-19:

تمثيل تسليح الجدار	C(cm)	M_{nr} (t·m) حسابياً	M_{nr} (t·m) تخطيطياً	l_{be} (cm)
كامل - حل دقيق	98,68	796,43	800	51,68 → 55
كامل - أربعة قوى	104,058	818,56	710	57,06 → 60
كامل - ثلاثة قوى	110,53	792,78	700	63,53 → 65
قوتين	71,66	615,80	608	35,83 → 45

بالمقارنة بين قيم طول العنصر الحدودي المحسوبة اعتماداً على عامل تخفيض المقاومة وفق الكود العربي السوري وتلك المحسوبة وفق الكود الأمريكي، نجد أن الأولى أكثر تحفظاً وتستدعي زيادة طول العنصر الحدودي وزيادة نسب التسليح، علماً أن غالبية المهندسين الدارسين في الحياة العملية يعتمدون على برامج تصميمية كبرنامج ETABS في دراسة المنشآت على الزلازل وبالتالي تُحدد قيم طول العنصر الحدودي وفق الكود الأمريكي الذي كما ذكرنا تختلف فيه علاقة حساب عامل تخفيض المقاومة عن تلك الموجودة في الكود السوري، والتي هي بالأصل مأخوذة عن الأمريكي ACI-318-95 والملغاة مؤخراً في الطبعة 2019، ويبين الجدول (10-4) نتائج تصميم الجدار من برنامج ETABS لدراسة ذات المقطع (1-1)، ويلاحظ مدى تقارب القيمة لموقع المحور الحيادي مع القيمة المحسوبة في الجدول أعلاه.

وفقاً للدراسة السابقة على أساس تمثيل كامل تسليح الجدار بأربع قوى واعتماداً على عامل تخفيض المقاومة وفق الكود الأمريكي، يجب أن يكون طول العنصر الحدودي 60cm، وفي الفرض ببداية التصميم أُعتمد طول العنصر الحدودي 45cm لذلك بهذه الحالة يجب إعادة تصميم الجدار، وذلك برسم مخطط الترابط بعد فرض نسبة تسليح جديدة للتسليح الطولي في العناصر الحدودية والتأكد من كفاية المقطع والتسليح بحساب النسبة D/C. يبين الشكل (40-4) مقطع عرضي في الجدار بعد تعديل أبعاد العناصر الحدودية لتكون 20x60cm، التسليح الطولي 10T14mm، كما يبين الجدول (10-4) بعد كل صف من الأسياخ عن الطرف الأكثر انضغاطاً.



الشكل (40-4) مقطع عرضي في الجدار بعد تعديل أبعاد العناصر الحدودية

رسم مخطط الترابط بتمثيل صفوف التسليح بأربع قوى:

✓ النقطة الأولى تمثل الضغط المركزي الذي يتحملة المقطع وفق العلاقة الآتية:

$$N_0 = 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c + A_{S(tot)} \cdot f_y$$

$A_{S(tot)}$: التسليح الكلي في طرفي الجدار إضافة للتسليح في جسد الجدار .

$$A_{S(tot)} = 2 \cdot 10 \cdot 1,54 + 18 \cdot 2 \cdot 0,78 = 58,88 \text{ cm}^2$$

$$N_0 = (0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470 + 58,88 \cdot 3600) \cdot 10^{-3} = 1809,97 \text{ t}$$

الجدول (10-4) بيانات التسليح وفاصلة كل صف من الأسياخ لكامل مقطع الجدار عن الليف الأكثر انضغاطاً

رقم السيخ	القطر	مساحة السيخ (cm ²)	العدد n	As (cm ²)	X _i (cm)
1	14	1,54	2	3,08	4,1
2	14	1,54	2	3,08	17,05
3	14	1,54	2	3,08	30
4	14	1,54	2	3,08	42,95
5	14	1,54	2	3,08	55,9
6	10	0,78	2	1,56	64,27
7	10	0,78	2	1,56	84,36
8	10	0,78	2	1,56	104,44
9	10	0,78	2	1,56	124,53
10	10	0,78	2	1,56	144,61
11	10	0,78	2	1,56	164,7
12	10	0,78	2	1,56	184,79
13	10	0,78	2	1,56	204,87
14	10	0,78	2	1,56	224,96
15	10	0,78	2	1,56	245,04
16	10	0,78	2	1,56	265,13
17	10	0,78	2	1,56	285,21
18	10	0,78	2	1,56	305,30
19	10	0,78	2	1,56	325,39
20	10	0,78	2	1,56	345,47
21	10	0,78	2	1,56	365,56
22	10	0,78	2	1,56	385,64
23	10	0,78	2	1,56	405,73
24	14	1,54	2	3,08	414,10
25	14	1,54	2	3,08	427,05
26	14	1,54	2	3,08	440
27	14	1,54	2	3,08	452,95
28	14	1,54	2	3,08	465,9

✓ النقطة الثانية: وتمثل الجهود M_b , N_b التي يتحملها المقطع بحالة الانهيار التوازني،

• يُحسب بعد المحور المحايد X_b في الحالة التوازنية:

$$C_b = X_b = \frac{6300}{6300 + f_y} \cdot d_{\text{eff}}$$

$$d = l_w - l_{be} / 2 = 470 - 60 / 2 = 440 \text{ cm}$$

$$Z \leq 0,2 \Rightarrow d_{\text{eff}} = 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 440 = 352 \text{ cm}$$

$$d' = 470 - 352 = 118 \text{ cm}$$

$$C_b = X_b = \frac{6300}{6300 + f_y} \cdot d_{\text{eff}} = \frac{6300}{6300 + 3600} \cdot 352 = 224 \text{ cm}$$

$$y_b = 0,85 \cdot C_b = 0,85 \cdot 224 = 190,4 \text{ cm}$$

طول بلوك إجهاد الضغط: $y_b = 0,85 \cdot C_b = 0,85 \cdot 224 = 190,4 \text{ cm}$
 حسب فاصلة بعد المحور الحياديّ فهو يقع بين صفي الأسيخ رقم 13 و 14، أي لدينا ثمانية صفوف من أسيخ التسليح قطر 10mm في جسد الجدار تقع في المنطقة المضغوطة، وعشرة صفوف تسليح تقع في المنطقة المشدودة، وعلى هذا الأساس يتم حساب القوى الداخليّة.

✓ **النقطة الثالثة:** وهي نقطة تمثّل حالة الانعطاف البسيط وسيُعتمد في حسابها على الأسلوب الرابع حيث تُحسب قيمة قوّة الشدّ المباشر التي يمكن للمقطع تحملها مع إهمال مقاومة الخرسانة المشدودة وفق العلاقة الآتية:

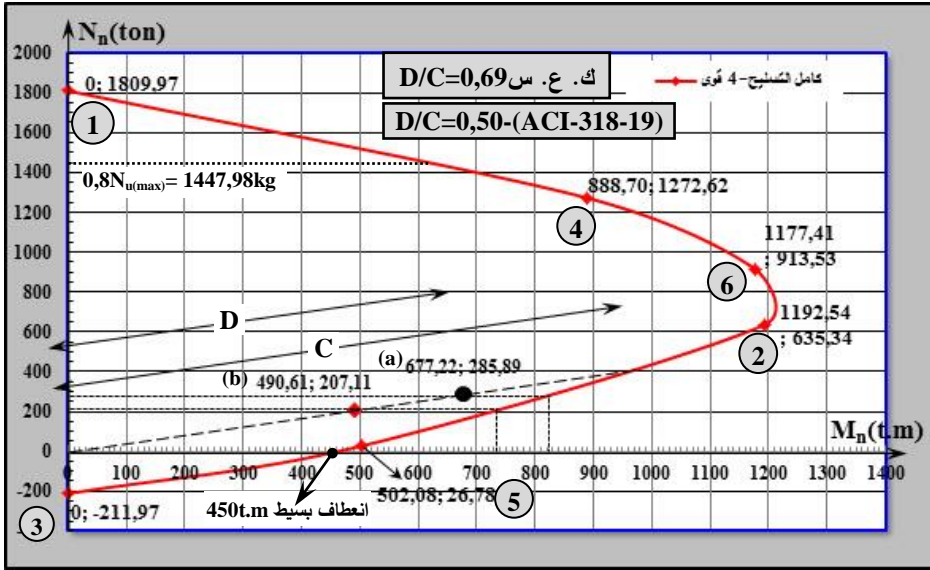
$$N_T = -A_{S(\text{tot})} \cdot f_y$$

$$N_T = -(58,88 \cdot 3600) \cdot 10^{-3} = -211,97 \text{ t}$$

بيّن الجدول قيم الجهود N_n , M_n المحسوبة في النقاط الست ذاتها المعتمدة لرسم مخطّط الترابط، يبين الشكل (4-41) مخطّط الترابط بعد تمثيل النقاط السابقة للجدار المدروس.

النقطة	1	4	6	2	5	3
C(cm)	-	400	300	224	50	-
$N_n(\text{ton})$	1809,97	1272,62	913,53	635,34	26,78	-211,97
$M_n(\text{t}\cdot\text{m})$	0	888,70	1177,41	1192,54	502,08	0

كما وُجد سابقاً أن بعد المحور الحيادي يُعرف بعملية تقريب متتالي، بالتالي من أجل القيمة النهائية بعد التقريب $C=101,3688 \text{ cm}$ فإنّ صفي تسليح قطر 10mm ضمن المنطقة المضغوطة، و 16 صف تسليح قطر 10mm ضمن المنطقة المشدودة،



الشكل (4-4) مخطط الترابط للجدار بعد تعديل التسليح، المقطع (1-1)، حالة تمثيل التسليح بأربعة قوى وبيّن الجدول الآتي، قيم الإجهادات والقوى إضافةً للعزوم المحسوبة بالنسبة لمحور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً:

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
C_{S1}	15,4	30	3600	55440	16,632
C_{S2}	3,12	80,6844	1285,53	4010,84	3,236
T_{S3}	24,96	255,6844	-3600	-89856	-229,748
T_{S4}	15,4	440	-3600	-55440	-243,936
N_n	-	235	-	-207111,11	-486,711
C_C	-	43,08174	-	292956,18	126,211

$$\frac{N_U}{\Omega} = N_n = \sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4})$$

$$\sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4} - N_n) = 0$$

$$292956,18 + 55440 + 4010,83 - 89856 - 55440 - 207111,11 = -0,09 \text{ kg} \approx 0$$

يمكن قبول قيمة المحور الحيادي $C=101,3688\text{cm}$ المفروضة، ومن معادلة التوازن الثانية تُحسب مقاومة العزم الإسمي المحتمل M_{nr} ، الذي يمكن للجدار تحمّله والموافق للانتقال δ_u .

$$M_{nr} = 16,632 + 3,236 - 229,748 - 243,936 - 486,711 + 126,211$$

$$M_{nr} = -814,316t \cdot m$$

كما يمكن الحصول على قيمة مقاومة العزم الإسمي المحتمل من مخطط الترابط (الشكل (41-4)) وذلك بتمديد المستقيم المار من النقطة (b) ليتقاطع مع منحنى الترابط، ويُلاحظ أن العزم الإسمي الموافق للقوة التصميمية $M_{nr}=735t \cdot m$ وهي قيمة أقل من تلك الناتجة

$$C = 101,3688 \text{ cm} < C_{Cr} = 111,9 \text{ cm} \quad \text{نجد: مع } C_{Cr}$$

حسابياً، الآن بمقارنة C مع C_{Cr} وفق طريقة الانتقالات لا ضرورة للعنصر الحدودي خاص، لكن وفق طريقة الإجهادات فالجدار بحاجة لعناصر حدودية، إذاً الطريقة الأخيرة هي الحاكمة، ويجب أن يمتد أفقياً ضمن المقطع العرضي لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين:

$$0,15 \cdot l_w \geq l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{2} \\ C - 0,1 \cdot l_w \end{array} \right.$$

$$0,15 \cdot 470 \geq l_{be} > \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{101,37}{2} = 50,69 \text{ cm} \\ 101,37 - 0,1 \cdot 47 = 54,37 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$70,5 \text{ cm} > l_{be} = 60 \text{ cm} > 54,37 \text{ cm} \quad \dots \text{ok} \Rightarrow l_{be} = 60 \text{ cm}$$

حساب عامل تخفيض المقاومة بعد تحديد قيمة انفعال الشد الفعلية ε_t في صف الأسيخ

$$d_t = 465,9 \text{ cm} \quad \text{الأخير كالاتي:}$$

من مخطط الانفعال، من تشابه المثلثات:

$$\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_t} = \frac{C}{C - d_t} \Rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon'_c \cdot \frac{C - d_t}{C}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \cdot \frac{101,37 - 465,9}{101,37}$$

$$\varepsilon_t = -0,0108 \quad \text{الإشارة السالبة للدلالة على أنه انفعال شد } -0,0108$$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3600}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00171$$

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003 \Rightarrow \Omega = 0,9$$

$$\varepsilon_t = 0,0108 > 0,00171 + 0,003 = 0,00471$$

$$\Rightarrow \Omega = 0,9 \quad \dots \text{ok}$$

إذاً الفرض صحيح والشدّ حاكم، ولا ضرورة لإعادة الحسابات.

- بالعودة لشروط العنصر الحدودي يجب أن يستمر العنصر الحدودي بالاتجاه الرأسي لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين:

$$\ell' \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \ell_w = 4,7 \text{ m} \\ \frac{M_U}{4 \cdot V_U} = \frac{371,37}{4 \cdot 31,96} = 2,9 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \ell' \geq 470 \text{ cm}$$

أي يجب أن يستمر العنصر الحدودي كأبعاد وتكثيف للأساور لمسافة لا تقل عن 470cm، وكذلك يجب أن يستمر التسليح الطولي للعنصر الحدودي (كقطعة واحدة من دون تراكب)، بدءاً من مسافة إرسائه في الأساسات، ولمسافة تزيد عن ارتفاع الطابق الأرضي مع الرقيات بمقدار $10+460=470\text{cm}$ ، وطالما أن تراكب الأسياخ يتم أعلى منسوب بلاطة سقف الطابق المدروس فهذا يعني ضرورة أن تكون الأسياخ ممتدة لمسافة إضافية $\ell_b \geq 50\phi$ ، وبذلك يكون طول الأسياخ بدءاً من اتصال الجدار بالأساسات (من دون حساب طول إرساء الأسياخ ضمن الأساسات) وحتى منسوب أعلى سقف بلاطة الطابق الأرضي:

$50 \cdot 1,4 = 545 \text{ cm} > 470 \text{ cm} \dots \text{ok}$ ارتفاع الطابق

- حساب طول إرساء الأسياخ الطولية للعنصر الحدودي داخل أساس الجدار ℓ_d بحيث لا تقل عن طول التثبيت الأساسي للأسياخ المحلزنة بعد تصعيد إجهاد الخضوع بالمعامل 1,25.

$$\ell_d (\text{mm}) \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ mm} \\ 0,005 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \cdot \phi^2 = 0,005 \cdot \frac{1,25 \cdot (3600)}{\sqrt{200}} \cdot (1,4)^2 = 31,18 \text{ cm} \\ 0,0075 \cdot \phi \cdot f_y = 0,0075 \cdot 1,4 \cdot 1,25 \cdot 3600 = 47,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\ell_d \geq 47,25 \text{ cm} \rightarrow \ell_d \geq 50 \text{ cm}$$

ويعود سبب منع تراكب التسليح الطولي في الطابق الأرضي للتوقع بأن يتطور مفصل لدن في هذه المنطقة.

- تصميم الجدار على القص وفق الكود الأساس: لدينا $V_u = 38,10 \text{ t}$ وفق التركيب الزلزالي، ومن أجل $Z \leq 0,3$ يحسب الإجهاد المماسي الحدي من العلاقة:

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,75 \cdot b \cdot (0,8 \cdot d)}$$

$$d = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{38,10 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 20 \cdot (0,8 \cdot 440)} = 7,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{cu} (\text{Kg/cm}^2) = \left(1 + 0,007 \cdot \frac{N_U}{A_C}\right) \cdot 0,5 \cdot \sqrt{f'_C}$$

يجب التنويه على أن الكود قد أهمل في مكان آخر التأثير الإيجابي لقوة الضغط على تحسين مقاومة الخرسانة للإجهادات المماسية الشادة، معتمداً على العلاقة الآتية في

$$\bar{\tau}_{cu} (\text{kg/cm}^2) = 0,5 \cdot \sqrt{f'_C} \quad \text{حسابها:}$$

$$\bar{\tau}_{cu} = \left(1 + 0,007 \cdot \frac{186,40 \cdot 10^3}{20 \cdot 470}\right) \cdot 0,5 \cdot \sqrt{200} = 8,053 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \bar{\tau}_U (\text{kg/cm}^2) = 2,04 \cdot \sqrt{f'_C} = 2,04 \cdot \sqrt{200} = 28,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \bar{\tau}_U = 28,85 \text{ kg/cm}^2 > \tau_U = 7,22 < \bar{\tau}_{cu} = 8,053 \text{ kg/cm}^2$$

أي تسليح القص سيكون إنشائي، ويجب ألا تقل مساحة سيخي التسليح الأفقي عن التسليح الأصغري للقص، وتجدر الملاحظة، أن هذا التسليح لا يكون نهائياً لحين تصميم الجدار على التركيب الأساسي الأول ومعرفة التسليح الأفقي اللازم كما سيرد لاحقاً.

$$\min A_{St} = \frac{3,5}{f_y} \cdot b \cdot S$$

$$\min A_{St} = \frac{3,5}{3600} \cdot 20 \cdot S = 0,0194 \cdot S$$

نختار مبدئياً $S=20\text{cm}$ فتكون مساحة ذراعي الأسوارة.

$$\min A_{St} = 0,0194 \cdot 20 = 0,39 \text{ cm}^2$$

يشترط الكود العربي السوري بالأقل يقل قطر الأسياخ الأفقية في الجدران المسلحة عن 8mm وعليه فالأسياخ المختارة للجدار لا تقل عن هذا القطر، ويصبح التسليح العرضي

للجدار مبدئياً لا يقل عن T8/20cm وبالتالي:

$$2 \cdot 0,5 = 1 \text{ cm}^2 > \min A_{St} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- تحقيق الشروط الخاصة بالتسليح العرضي للعناصر الحدودية وفق الملحق (ز) من الكود الأساس.

طالما الجدار في المقطع (1-1) يحتاج لعناصر محيطيّة، فلا بد من تحقيق الشروط الخاصة بها، وبهذا يسمى بالجدار القصّي الخاصّ.

الشرط الأول: يرتبط بحساب مساحة أذرع الأساور وفق اتجاه القصّ في العنصر المحيطي، إذ يجب ألا يقلّ المجموع الكلي لمقاطع تسليح الأساور A_{sh} عن الأكبر بين القيمتين:

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,09 \cdot \frac{S \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \\ 0,3 \cdot \frac{S \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{Ch}} - 1 \right) \end{array} \right.$$

A_{Ch} : مساحة النواة الخرسانية المحاطة بالأساور الخارجية.

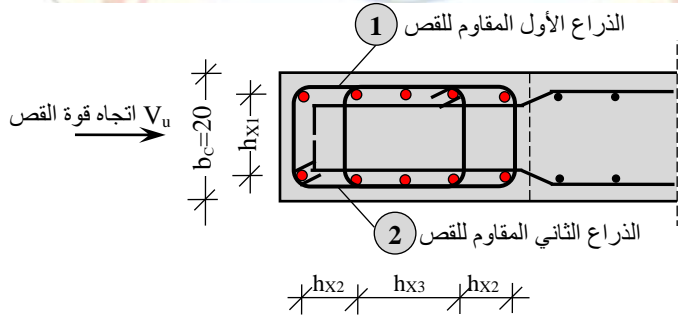
b_c : عرض النواة الخرسانية المحصورة بين أذرع الأسورة الخارجية.

الشرط الثاني: يخص التباعد بين الأساور لذلك ستُحسب S ليتم تعويض قيمتها في العلاقة السابقة وتحقيق الشرط الأول.

$$S = \min(\min b/3; 6 \cdot d_b; S_0)$$

$$10\text{cm} \leq S_0 = 10 + \frac{(30 - h_x)}{3} \leq 15\text{cm}$$

h_x : هي أكبر مسافة بين مركزي سبخين مربوطين في المقطع العرضي للعنصر الطرقي.



h_{x2} فرضت بقيمة 15cm بما يتوافق مع قاعدة ربط الأسياخ الطولية بالأساور العرضية في الأعمدة

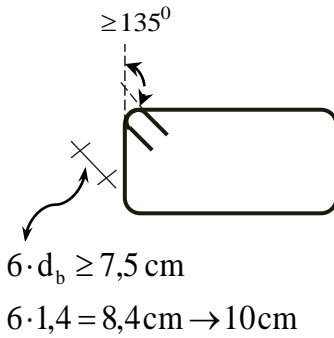
$$30\text{cm} \geq h_x \geq \max \begin{cases} h_{x1} = 20 - 2 \cdot 2,5 = 15\text{cm} \\ h_{x2} = 15\text{cm} \\ h_{x3} = 60 - 2 \cdot 2,5 - 2 \cdot 0,8 - 1,4 - 15 \cdot 2 = 22\text{cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow h_x = h_{x3} = 22\text{cm}$$

$$10\text{cm} \leq S_0 = 10 + \frac{(30-22)}{3} = 12,67\text{cm} \leq 15\text{cm} \Rightarrow S_0 = 12,67\text{cm}$$

$$S = \min \begin{cases} 20/3 = 6,66\text{cm} \\ 6 \cdot 1,4 = 8,4\text{cm} \\ S_0 = 12,67\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S = 6\text{cm}$$

$$A_{Sh} = \max \begin{cases} 0,09 \cdot \frac{6 \cdot 15 \cdot 200}{3600} = 0,45\text{cm}^2 \\ 0,3 \cdot \frac{6 \cdot 15 \cdot 200}{3600} \cdot \left(\frac{60 \cdot 20}{55 \cdot 15} - 1 \right) = 0,68\text{cm}^2 \\ A_{Sh} = 2 \cdot 0,5 = 1\text{cm}^2 \geq 0,68\text{cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{Sh} = 0,68\text{cm}^2$$



الشرط الثالث: يتعلق بشكل الأسوار وأطوال العكفات، سيتم اختيار إسوارتين متداخلتين بنفس الأبعاد، عادة تكون الأسوار المحيطية أكثر فعالية في الإحاطة من الدبابيس.

لدى تصميم الجدار وجد بأن حالة الشد هي الحاكمة، إذاً التسليح الطولي في جسد الجدار يجب ألا يقل عن

$$\min A_s \geq \frac{9}{f_y} \cdot A_c \quad \text{التسليح الأصغري للجيزان:}$$

تؤخذ A_c مساحة شريحة مترية لأن الحساب وفق كامل طول الجدار سيعطي التسليح من أجل كامل طوله وللوجهين، ويجب مرة ثانية التقسيم على كامل الطول، وحساب التسليح لمتري من الجدار، الآن يُحسب التسليح الطولي الأصغري للوجهين ومن أجل شريحة مترية:

$$\min A_s \geq \frac{9}{3600} \cdot 20 \cdot 100 = 5\text{cm}^2 / \text{m} \quad \text{لوجهين}$$

وفقاً لتوصيات ك. ع. س. يجب ألا يقلّ التسليح الطولي في الجدران الخرسانية المسلحة عن $5T10/m$ لكل طرف:

$$A_s(5T10) = 5 \cdot 0,78 = 3,9 \text{ cm}^2 > \frac{5}{2} = 2,5 \text{ cm}^2$$

قبل أن يُعد تصميم الجدار للمقطع (1-1) نهائياً لا بد من التأكد من تصميم مقطعه على التركيب الأساسي الأول U_1 ، أي تصميم الجدار على الأحمال الشاقولية.

2- تصميم الجدار W_{x1} ، المقطع (1-1) وفق الجهود الناتجة من التركيب الأساسي U_1 : بالعودة لعلاقة طاقة تحمل عنصر خاضع لضغط مركزي، لدينا $N_U = 217,20t$ إذاً:

$$N_U = 0,8 \cdot \Omega \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c + A'_s \cdot f_y)$$

$$217,20 \cdot 10^3 = 0,8 \cdot 0,65 \cdot (0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470 + A'_s \cdot 3600)$$

$$A'_s = -327,9 \text{ القيمة سالبة والتسليح أصغري}$$

تُحسب طاقة التحمل الحدية لشريحة مترية من الجدار مع إهمال التسليح، والأخذ بالحسبان ما تتحمله الخرسانة فقط بالعلاقة:

$$N_{UR} = 0,8 \cdot \Omega \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c) = 0,8 \cdot 0,65 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 100 \cdot 10^{-3}$$

$$N_{UR} = 176,8t/m$$

$$\frac{217,20}{4,7} = 46,2t/m < \frac{N_{UR}}{2} = \frac{176,8}{2} = 88,4t/m$$

إذاً كل من التسليح الطولي (الرأسي) والعرضي (الأفقي) سيكون أصغري، ولا تقلّ نسبة التسليح لطرفي الجدار عن 0,0025 من أجل فولاذ عالي المقاومة، وعادة توزع هذه النسبة على طرفي الجدار بالتساوي، وبذلك يكون التسليح الطولي والعرضي من أجل شريحة مترية:

$$A_s = \min A_s = 0,0025 \cdot A'_c$$

$$A_s = 0,0025 \cdot b \cdot 100 = 0,0025 \cdot 20 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 0,5 A_s = 2,5 \text{ cm}^2$$

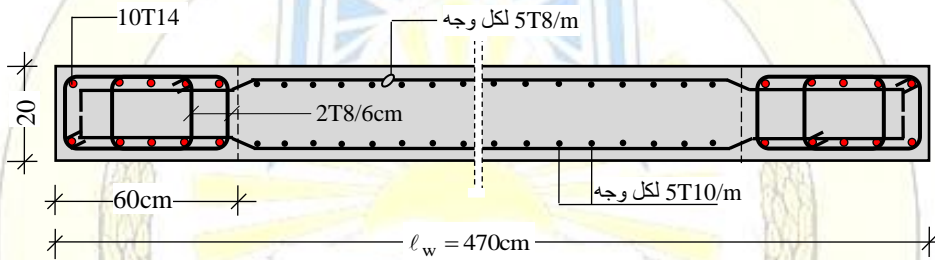
يشترط ك. ع. س. بالأقلّ يقلّ قطر التسليح الطولي عن 10mm، كما يجب ألا تزيد المسافة بين الأسياخ الشاقولية عن 25cm، ويفضل ألا يقلّ عدد الأسياخ عن 5 أسياخ بالمتري الطولي، وعليه سيكون التسليح $5T10/m$ لكل وجه، وهي قيمة مماثلة لدى تحقيق التسليح الطولي في جسد الجدار.

$$A_{S1} = A_{S2} = 5 \cdot 0,78 = 3,9 \text{ cm}^2 / \text{m} > 2,5 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{ok}$$

أما التسليح العرضي فيجب ألا يقل عن 8mm، كما يجب ألا تزيد المسافة بين الأسيخ الأفقية عن 25cm، ويفضل ألا يقل عدد الأسيخ عن 5 أسيخ بالمتري الطولي من ارتفاع الجدار، وعليه سيكون التسليح الأفقي 5T8/m لكل وجه.

$$A_{S1} = A_{S2} = 5 \cdot 0,5 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{m} = \min A_S = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{ok}$$

لدى دراسة مقطع الجدار على القص أُعتمد التسليح المقاوم للقوى الأفقية 5T8/m وهو نفس التسليح الذي أُعتمد لجسد الجدار لدى دراسته على التركيب الأساسي U_1 ، ويبيّن الشكل مقطع عرضي (1-1) للجدار، وسيتم لاحقاً توضيح مقطع طولي في الجدار لبيان كافة تفاصيل التسليح وفق الملحق (ز) من الكود الأساس.



SEC (1-1)

نتائج تصميم Sec(1-1) باستعمال برنامج ETABS-ver18، والتصميم وفق

:ACI318-19

الجدول (11-4) التصميم على الانعطاف المركب P_u , M_2 and M_3

Station	D/C	Flexural	P_u ton	M_{u2} t·m	M_{u3} t·m
Top	0,33	U_{21-XPP}	186,40	0	266,24
Bottom	0,44	U_{21-XPP}	186,40	0	441,46

الجدول (12-4) التصميم على القص - Shear Design

Station Location	Rebar mm ² /m	P_u ton	M_u t·m	V_u ton	ΦV_c ton	ΦV_n ton
Top	500	186,40	266,24	38,09	63,45	114,21
Bottom	500	186,40	441,46	38,09	63,45	114,21

قيمة C_{cr} (C Limits) المحسوبة بالجدول (13-4) اعتمدت على العلاقة:

$$C \geq \frac{\ell_w}{600 \cdot 1,5 \cdot (\delta_u / h_{wCS})} ; \delta_u / h_{wCS} \geq 0,005$$

لذلك هي تختلف عن القيمة المحسوبة بالمسألة والتي كانت 111,9cm.

الجدول (13-4) تحقيق الجدار على العناصر المحيطة

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	Edge Length (mm)	Governing Combo	P _u ton	M _u t·m	Stress Comp Kg/cm ²	Stress Limit Kg/cm ²
Top	544,1	U ₂₁ -XPP	186,40	266,24	56	40
Bottom	544,1	U ₂₁ -XPP	186,40	441,46	80	40

تمتة الجدول (13-4) تحقيق الجدار على العناصر المحيطة

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	C Depth mm	C Limit mm
Top	1014,1	1044,4
Bottom	1014,1	1044,4

ثانياً: تصميم المقطع (2-2):

$$N_{U1}=137,28t; \quad M_{U1}=266,29t \cdot m; \quad V_{U1}=33,56t$$

- الطريقة الأولى: حساب التسليح الطولي لطرفي الجدار اعتماداً على معادلات التوازن (مخطط الترابط) - حالة انعطاف مركب:

لتجنب إعادة تصميم مقطع الجدار لأكثر من مرة خاصة، وأنه بات معلوماً أبعاد العناصر الحدودية والتسليح الطولي اللازم فيها، وذلك في المقطع الحرج ذات الجهود الأكبر في الطابق الأرضي، فمن الممكن في المقطع (2-2) أن يتم البدء ببيان الحاجة لوجود عناصر محيطية اعتماداً على طريقة الإجهاد، لتبيان الحاجة لوجود العناصر الطرفية، وسيترك تطبيق طريقة الانتقالات بعد الانتهاء من تصميم المقطع برسم مخطط الترابط ومن ثم حساب C.

- بيان الحاجة لوجود عناصر حدودية خاصة وفق طريقة الإجهادات:

$$\sigma'_c = \frac{N_u}{A'_c} + \frac{M_u}{I_y} \cdot \frac{\ell_w}{2} \leq 0,2 \cdot f'_c$$

$$A'_c = 20 \cdot 470 = 9400 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \frac{b \cdot \ell_w^3}{12} = \frac{20 \cdot (470)^3}{12} = 17304 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_c = \frac{137,28 \cdot 10^3}{9400} + \frac{266,29 \cdot 10^5}{17304 \cdot 10^4} \cdot \frac{470}{2} \leq 0,2 \cdot f'_c = 0,2 \cdot 200 = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_c = 50,98 \text{ kg/cm}^2 > 0,2 \cdot f' = 40 \text{ kg/cm}^2$$

أي الجدار بحاجة لعناصر محيطية خاصة وفق مفهوم طريقة الإجهادات، بالتالي من الأفضل المحافظة على طول العنصر الحدودي $l_{be} = 60 \text{ cm}$ كما في المقطع (1-1)، ولكن بنسبة تسليح أصغرية 1% لكل طرف ليكون التسليح في كل عمود مخفي.

لكل طرف $A_s = A'_s = 0,01 \cdot 20 \cdot 60 = 12 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 + 6T12 = 12,94 \text{ cm}^2$
تسليح الجسد سحافظ عليه بقيمة أسياخ طولية 5T10/m وأسياخ تسليح عرضي 5T8/m بنفس أسلوب تصميم المقطع (1-1) بتمثيل كامل تسليح الجدار بأربع قوى.

✓ **النقطة الأولى:** تمثل الضغط المركزي الذي يتحمله المقطع وفق العلاقة الآتية:

$$N_0 = 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c + A_{S(\text{tot})} \cdot f_y$$

$A_{S(\text{tot})}$: التسليح الكلي في طرفي الجدار إضافة للتسليح في جسد الجدار.

$$A_{S(\text{tot})} = 2 \cdot 12,94 + 18 \cdot 2 \cdot 0,78 = 53,96 \text{ cm}^2$$

$$N_0 = (0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470 + 53,96 \cdot 3600) \cdot 10^{-3} = 1792,261 \text{ t}$$

✓ **النقطة الثانية:** تمثل الجهود M_b, N_b التي يتحملها المقطع بحالة الانهيار التوازني

يُحسب بعد المحور المحايد X_b في الحالة التوازنية:

$$C_b = X_b = \frac{6300}{6300 + f_y} \cdot d_{\text{eff}}$$

$$d = l_w - l_{be} / 2 = 470 - 60 / 2 = 440 \text{ cm}$$

$$Z \leq 0,2 \Rightarrow d_{\text{eff}} = 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 440 = 352 \text{ cm}$$

$$d' = 470 - 352 = 118 \text{ cm}$$

$$C_b = X_b = \frac{6300}{6300 + f_y} \cdot d_{\text{eff}} = \frac{6300}{6300 + 3600} \cdot 352 = 224 \text{ cm}$$

طول بلوك إجهاد الضغط: $y_b = 0,85 \cdot C_b = 0,85 \cdot 224 = 190,4 \text{ cm}$

حسب فاصلة بعد المحور الحيادي فهو يقع بين صفي الأسياخ رقم 13 و14، أي لدينا ثمانية صفوف من أسياخ التسليح قطر 10mm في جسد الجدار تقع في المنطقة المضغوطة، وعشرة صفوف تسليح تقع في المنطقة المشدودة، وعلى هذا الأساس يتم حساب القوى الداخلية، يبين الجدول نتائج حساب القوى والعزوم الداخلية.

$$C = 224 \text{ cm} \quad ; \quad y = 0,85 \cdot 224 = 190,40 \text{ cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
C_{S1}	12,94	30	3600	46584	13,975
C_{S2}	12,48	142	2306,25	28782	40,870
T_{S3}	15,6	317	-2615,63	-40803,75	-129,348
T_{S4}	12,94	440	-3600	-46584	-204,970
C_C	-	95,20	-	647360	616,287
N_n	-	235	-	-635338,25	-1493,04

$$C_C = 0,85 \cdot f'_C \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 190,40 = 647360 \text{kg}$$

$$N_n = \sum(C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4})$$

$$N_n = (647360 + 46584 + 28782 - 40803,75 - 46584) \cdot 10^{-3} = 635,34 \text{t}$$

من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر

$$M_n = 1156,23 \text{t}\cdot\text{m} \quad \text{انضغاطاً نجد:}$$

✓ **النقطة الثالثة:** وهي نقطة تمثل حالة الانعطاف البسيط وسيُعتمد في حسابها على

الأسلوب الرابع حيث تُحسب قيمة قوة الشد المباشر التي يمكن للمقطع تحملها مع

إهمال مقاومة الخرسانة المشدودة وفق العلاقة الآتية:

$$N_T = -A_{S(\text{tot})} \cdot f_y$$

$$N_T = -53,96 \cdot 3600 = -194256 \text{kg} = -194,26 \text{t}$$

النقطة الرابعة: سنُفرض قيمة لموقع المحور الحيادي بحيث تكون القيمة أكبر من موقع

المحور الحيادي للحالة التوازنية.

$$C = 400 \text{cm} > C_b = 224 \text{cm}$$

سيدخل 17 صف من الأسياخ قطر 10mm في المنطقة المضغوطة، وبالتالي فقط

صف من الأسياخ الواقعة في الجسد ستكون ضمن المنطقة المشدودة، ويبين الجدول

نتائج حساب القوى والعزوم الداخلية.

$$C = 400 \text{cm} \quad ; \quad y = 0,85 \cdot 400 = 340 \text{cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
C_{S1}	12,94	30	3600	46584	13,975
C_{S2}	12,48	230	2677,50	71007,30	163,317
T_{S3}	15,6	405	-78,75	-122,85	-0,498

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t} \cdot \text{m})$
T_{S4}	12,94	440	-630	-8152,20	-35,870
C_C	-	170	-	1156000	1965,200
N_n	-	235	-	-1265316,25	-2973,493

$$C_C = 0,85 \cdot f'_C \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 340 = 1156000 \text{kg}$$

$$N_n = \sum(C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4})$$

$$N_n = (1156000 + 46584 + 71007,3 - 122,85 - 8152,20) \cdot 10^{-3} = 1265,32 \text{t}$$

من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر

$$M_n = 867,37 \text{t} \cdot \text{m} \quad \text{انضغاطاً نجد:}$$

النقطة الخامسة: ستفرض قيمة لموقع المحور الحيادي بحيث تكون أصغر من قيمتها في الحالة التوازنية:

$$C = 150 \text{cm} < C_b = 224 \text{cm}$$

سيدخل 5 صفوف من الأسياخ قطر 10mm في المنطقة المضغوطة، وبالتالي 13 صف من الأسياخ الواقعة في الجسد ستكون ضمن المنطقة المشدودة، ويبيّن الجدول نتائج حساب القوى والعزوم الداخلية.

$$C = 50 \text{cm} \quad ; \quad y = 0,85 \cdot 50 = 42,5 \text{cm}$$

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t} \cdot \text{m})$
C_{S1}	12,94	30	2520	32608,80	9,783
C_{S2}	0	0	3600	0,00	0,00
T_{S3}	28,08	235	-3600	-101088	-237,557
T_{S4}	12,94	440	-3600	-46584	-204,970
C_C	-	21,25	-	144500	30,706
N_n	-	235	-	-29436,80	-69,176

$$C_C = 0,85 \cdot f'_C \cdot b_w \cdot y = 0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 42,5 = 144500 \text{kg}$$

$$N_n = \sum(C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4})$$

$$N_n = (32608,8 + 0 - 101088 - 46584 + 144500) \cdot 10^{-3} = 29,44 \text{t}$$

من معادلة التوازن الثانية وبأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من الليف الأكثر

$$M_n = 471,21 \text{t} \cdot \text{m} \quad \text{انضغاطاً نجد:}$$

وعادة يُكتفى بهذا العدد من النقاط، وفي حال الرغبة بزيادة الدقة يمكن حساب نقاط أخرى في منطقتي الضغط حاكم والشد حاكم، ويبين الجدول الآتي النتائج السابقة، ونتائج نقطة إضافية من أجل $C=300\text{cm}$.

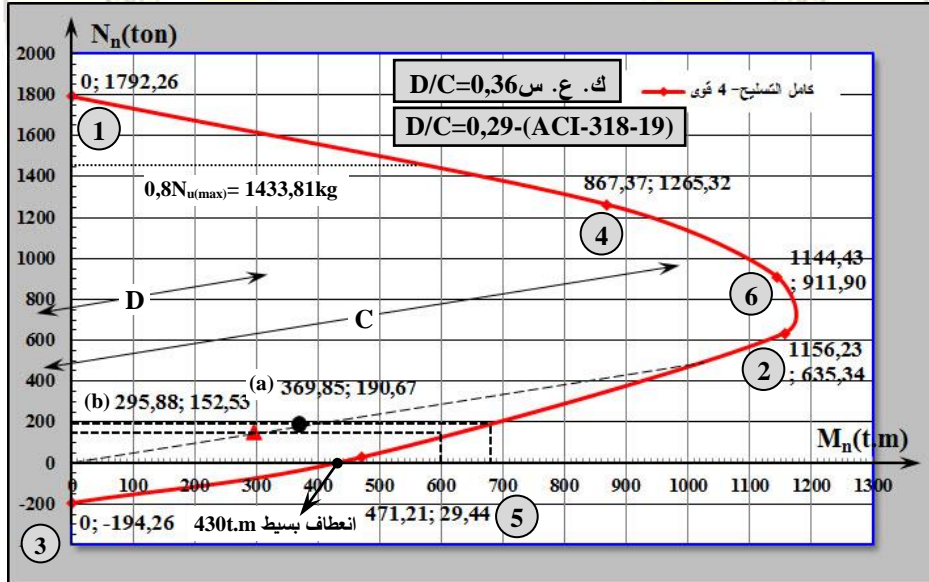
النقطة	1	4	6	2	5	3
C(cm)	ضغط مركزي	400	300	224	50	شد مركزي
$N_n(\text{ton})$	1792,26	1265,32	911,90	635,34	29,44	-194,26
$M_n(\text{t}\cdot\text{m})$	0	867,37	1144,43	1156,23	471,21	0

لحساب قيم الجهود الإسمية N_n , M_n المطبقة على الجدار W_{x1} لابد من حساب عامل تخفيض المقاومة (وفق الكود العربي السوري) للمقطع لأن:

$$N_u = 137,28\text{t} < 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c = 0,1 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470 = 188\text{t}$$

$$0,65 \leq \Omega = 0,65 + 0,25 \cdot \left(1 - \frac{N_u}{0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c} \right) \leq 0,9$$

$$0,65 \leq \Omega = 0,65 + 0,25 \cdot \left(1 - \frac{137,28 \cdot 10^3}{0,1 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470} \right) = 0,717 \leq 0,9$$



الشكل (4-42) مخطط الترابط للجدار، المقطع (2-2)، حالة تمثيل التسليح بأربعة قوى

$$N_n = \frac{N_u}{\Omega} = \frac{137,28}{0,717} = 191,46\text{t}$$

$$M_n = \frac{M_U}{\Omega} = \frac{266,29}{0,717} = 371,39 \text{ t.m}$$

وبتمثيل النقطة على مخطط الترابط (الشكل (4-42)) يُلاحظ أنها واقعة ضمن المخطط والنسبة OD/OC أقل من الواحد بكثير، ولكن لا يمكن إعادة الحساب وتغيير نسبة التسليح لأن القيم المعتمدة كانت أصغرية كما أنّ أبعاد العناصر الحدودية مرتبطة بتحقيق الحاجة لوجودها.

بذات الأسلوب المُتبع في المقطع (1-1)، أي باتباع التقريب المتتالي ستفرض قيمة لبعده المحور الحيادي ولتكن $C=95,8239 \text{ cm}$ وبناءً على ذلك سيكون صفي تسليح قطر 10 mm ضمن المنطقة المضغوطة و 16 صف تسليح قطر 10 mm ضمن المنطقة المشدودة، ثم تُحسب الإجهادات والقوى والعزوم بالنسبة لمحور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً وترتب القيم بالجدول الآتي:

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t} \cdot \text{m})$
C_{S1}	12,94	30	3600	46584	13,975
C_{S2}	3,12	75	1369,08	4271,53	3,204
T_{S3}	24,96	250	-3600	-89856	-224,640
T_{S4}	12,94	440	-3600	-46584	-204,970
N_n	-	235	-	-191345,20	-449,661
C_C	-	40,7252	-	276931,07	112,781

$$\frac{N_U}{\Omega} = N_n = \sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4})$$

$$\sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4} - N_n) = 0$$

$276931,07 + 46584 + 4271,53 - 89856 - 46584 - 191345,20 = -1,4 \text{ kg} \approx 0$
 إذاً يمكن قبول قيمة المحور الحيادي $C=95,8239 \text{ cm}$ المفروضة، وهي القيمة النهائية، من معادلة التوازن الثانية تُحسب مقاومة العزم الإسمي المحتمل M_{nr} ، الذي يمكن للجدار تحمله والموافق للانتقال δ_u .

$$M_{nr} = 13,975 + 3,204 - 224,64 - 204,97 - 449,661 + 112,781 = -749,31 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{nr} = -749,31 \text{ t} \cdot \text{m}$$

كما يمكن الحصول على قيمة مقاومة العزم الإسمي المحتمل من مخطط الترابط (الشكل (4-4)) وذلك بتمديد المستقيم المار من النقطة (a) ليتقاطع مع منحني الترابط ويُلاحظ أن قيمته تبلغ $M_{nr}=680t \cdot m$ ، وهي قيمة أقل من تلك الناتجة حسابياً.

• بيان الحاجة لوجود عناصر حدودية خاصة وفق طريقة الانتقالات:

$$\delta_e = 7,51 - 1,155 = 6,355 \text{ mm}$$

$$\delta_U = \frac{C_d \cdot \delta_e}{I}$$

$$\delta_U = \frac{C_d \cdot \delta_e}{I} = \frac{5 \cdot 6,355}{1} = 31,78 \text{ mm} \quad ; \quad \frac{\delta_U}{h_{wcs}} \geq 0,007$$

$$\frac{\delta_U}{h_{wcs}} = \frac{31,78}{(15,4 - 4,6) \cdot 10^3} = 0,00294 < 0,007 \Rightarrow \frac{\delta_U}{h_{wcs}} = 0,007$$

$$C_{Cr} = \frac{470}{600 \cdot 0,007} = 111,9 \text{ cm}$$

بمقارنة C مع C_{Cr} نجد: $C = 95,82 \text{ cm} < C_{Cr} = 111,9 \text{ cm}$

لا ضرورة وفق طريقة الانتقالات لعناصر محيطية، لكن كما ذكر سابقاً فإن طريقة الإجهادات كانت الحاكمة.

تحديد مسافة امتداد العنصر المحيطي:

$$0,15 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{95,82}{2} = 47,91 \text{ cm} \\ 95,82 - 0,1 \cdot 47 = 48,82 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$70,5 \text{ cm} > l_{be} = 60 \text{ cm} > 48,82 \text{ cm} \quad \dots \text{ok}$$

الآن بناءً على عامل تخفيض المقاومة المحسوب وفق الكود الأمريكي ACI-318-19، سيُعمد على القيمة المفروضة لعامل تخفيض المقاومة، وبعد تحديد قيم C سيتم التأكد من صحة الفرض.

$$\Omega = 0,9 \rightarrow N_n = \frac{137,28}{0,9} = 152,53 \text{ t}$$

ستفرض قيمة لبعده المحور الحيادي ولتكن $C=83,395 \text{ cm}$ ، أي سيكون صف تسليح واحد قطر 10mm ضمن المنطقة المضغوطة، و16 صف تسليح قطر 10mm ضمن المنطقة المشدودة، حيث تم إهمال صف الأسياخ رقم 7 لقربه من المحور الحيادي (حالة

خاصة للحصول على قيمة صحيحة لـ (C)، ثم تُحسب الإجهادات والقوى والعزوم بالنسبة لمحور يمر من الليف الأكثر انضغاطاً وتُرتب القيم بالجدول الآتي:

القوة	$A_s(\text{cm}^2)$	$X(\text{cm})$	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s \cdot f_s (\text{kg})$	$M_{ni}(\text{t}\cdot\text{m})$
C_{S1}	12,94	30	3600	46584	13,975
C_{S2}	1,56	71,7	883,52	1378,29	0,988
T_{S3}	24,96	246,7	-3600	-89856	-221,675
T_{S4}	12,94	440	-3600	-46584	-204,970
N_n	-	235	-	-152533,33	-358,453
C_C	-	35,44	-	241012,82	85,422

$$\frac{N_u}{\Omega} = N_n = \sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4})$$

$$\sum (C_C + C_{S1} + C_{S2} - T_{S3} - T_{S4} - N_n) = 0$$

$$241012,82 + 46584 + 1378,29 - 89856 - 46584 - 152533,33 = -1,77 \text{ kg} \approx 0$$

بالتالي يمكن قبول قيمة المحور الحيادي $C=83,395\text{cm}$ المفروضة، وهي القيمة النهائية، من معادلة التوازن الثانية تُحسب مقاومة العزم الإسمي المحتمل الذي يمكن للجدار تحمّله والموافق للانتقال δ_u .

$$M_{nr} = 13,975 + 0,988 - 221,675 - 204,97 - 358,453 + 85,422 = -684,71 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nr} = -684,71 \text{ t}\cdot\text{m}$$

كما يمكن الحصول على قيمة العزم الاسمي المحتمل من مخطّط الترابط (الشكل -42) (4)، وذلك بتمديد المستقيم المار من النقطة (b) ليتقاطع مع منحنى الترابط، ويُلاحظ أن قيمته تبلغ $M_{nr}=600\text{t}\cdot\text{m}$ ، وهي قيمة أقل من تلك الناتجة حسابياً.

نذكر مجدداً بأن عامل تخفيض المقاومة في البداية فُرض مساوياً 0,9، وطالما أنه تم الانتهاء من تحديد قيمة C موقع المحور السليم للجدار المدروس فقد أصبح من الممكن حساب عامل تخفيض المقاومة بعد تحديد قيمة انفعال الشد الفعلية ε_t في صف الأسياخ

$$d_t = 470 - 2,5 - 0,8 - \frac{1,4}{2} = 466 \text{ cm} \quad \text{المشودود الأخير كالآتي:}$$

من مخطّط الانفعال، من تشابه المثلثات:

$$\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_t} = \frac{C}{C - d_t} \Rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon'_c \cdot \frac{C - d_t}{C}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \cdot \frac{83,395 - 466}{83,395}$$

الإشارة السالبة للدلالة على أنه انفعال شد $\varepsilon_t = -0,0137$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3600}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00171$$

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003 \Rightarrow \Omega = 0,9$$

$$\varepsilon_t = 0,0137 > 0,00171 + 0,003 = 0,00471$$

$$\Rightarrow \Omega = 0,9 \quad \dots \text{ok}$$

إذاً الفرض صحيح والشد حاكم، ولا ضرورة لإعادة الحسابات، أما استمرارية العنصر الحدودي بالاتجاه الرأسي فيجب أن يمتد لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين:

$$l' \geq \max \begin{cases} l_w = 4,7 \text{ m} \\ \frac{M_U}{4 \cdot V_U} = \frac{266,29}{4 \cdot 33,56} = 1,98 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow l' \geq 470 \text{ cm}$$

أي يجب أن يستمر العنصر الحدودي رأسياً كأبعاد وتكثيف للأساور لمسافة لا تقل عن 470cm، أما فيما يخص تسليح القوس والتصميم لجسد الجدار وفق التركيب الأساسي الأول فستبقى كما في المقطع (1-1) لأنها أصلاً أصغرية، إضافة للمحافظة على نفس نتائج تحقيق اشتراطات العناصر الحدودية.

ثالثاً: تصميم المقطع (3-3): $N_{U2}=91,52t$; $M_{U2}=145,44t \cdot m$; $T_{U2}=25,80t$

سيكتفى بأعمدة مخفية 20x45cm ونسبة تسليح طولي أصغرية 1% لكل طرف ليكون التسليح في كل عمود مخفي.

$$A_s = A'_s = 0,01 \cdot 20 \cdot 45 = 9 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T12 = 9,04 \text{ cm}^2$$

تسليح الجسد سيحافظ عليه بقيمة أسياخ طولية 5T10/m وأسياخ تسليح عرضي 5T8/m، بتمثيل كامل تسليح الجدار بأربعة قوى، يمكن رسم مخطط الترابط كما هو مبين بالشكل (4-4)، كما يبين الجدول الآتي القوى الداخلية لست نقاط من مخطط الترابط للمقطع المدروس.

النقطة	1	4	6	2	5	3
C(cm)	ضغط مركزي	400	300	227,82	50	شد مركزي

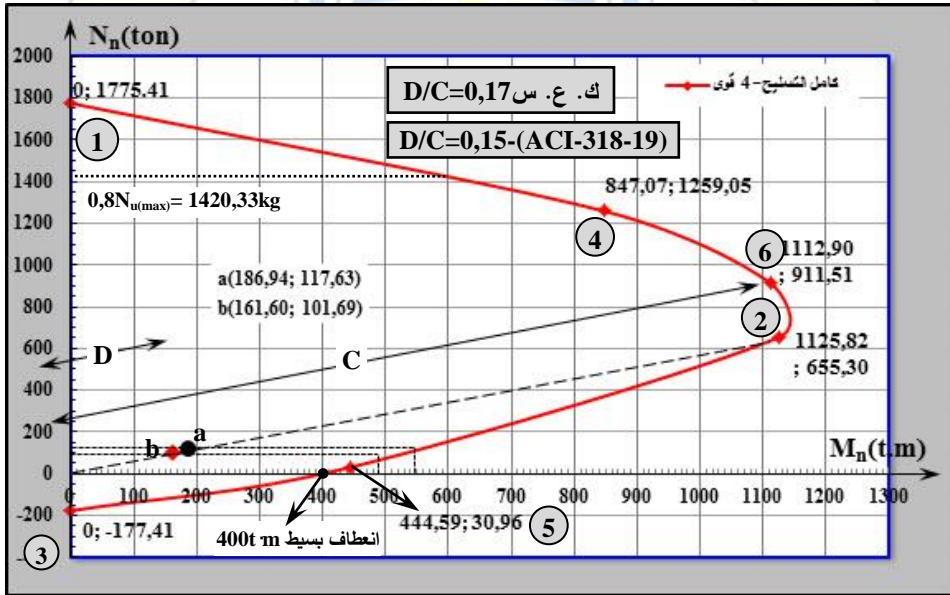
النقطة	1	4	6	2	5	3
$N_n(\text{ton})$	1775,41	1259,05	911,51	655,30	30,96	-177,41
$M_n(\text{t}\cdot\text{m})$	0	847,07	1112,89	1125,82	444,59	0

حساب قيم الجهود الإسمية N_n , M_n المطبقة على الجدار W_{x1} وفق عامل تخفيض المقاومة المعتمد في الكود العربي السوري:

$$N_u = 91,52 \text{ t} < 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c = 0,1 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470 = 188 \text{ t}$$

$$0,65 \leq \Omega = 0,65 + 0,25 \cdot \left(1 - \frac{N_u}{0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c} \right) \leq 0,9$$

$$0,65 \leq \Omega = 0,65 + 0,25 \cdot \left(1 - \frac{91,52 \cdot 10^3}{0,1 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470} \right) = 0,778 \leq 0,9$$



الشكل (43-4) مخطط الترابط للجدار، المقطع (3-3)، حالة تمثيل التسليح بأربعة قوى

$$N_n = \frac{N_u}{\Omega} = \frac{91,52}{0,778} = 117,63 \text{ t}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Omega} = \frac{145,44}{0,778} = 186,94 \text{ t}\cdot\text{m}$$

وبتمثيل النقطة على مخطط الترابط (أنظر الشكل (43-4)) يُلاحظ أنها واقعة ضمن المخطط والنسبة OD/OC أقل من الواحد بكثير، ولكن لا يمكن إعادة الحساب وتغيير

نسبة التسليح لأن القيم المعتمدة كانت أصغرية، كما أن أبعاد العناصر الحدودية مرتبط بتحقيق الإجهادات.

• بيان الحاجة لوجود عناصر حدودية (عناصر محيطية) وفق طريقة الإجهادات:

$$\sigma'_c = \frac{91,52 \cdot 10^3}{9400} + \frac{145,44 \cdot 10^5}{17304 \cdot 10^4} \cdot \frac{470}{2} \leq 0,2 \cdot f'_c = 0,2 \cdot 200 = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_c = 29,49 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,2 \cdot 200 = 40 \text{ kg/cm}^2$$

إذا تحقق الشرطان:

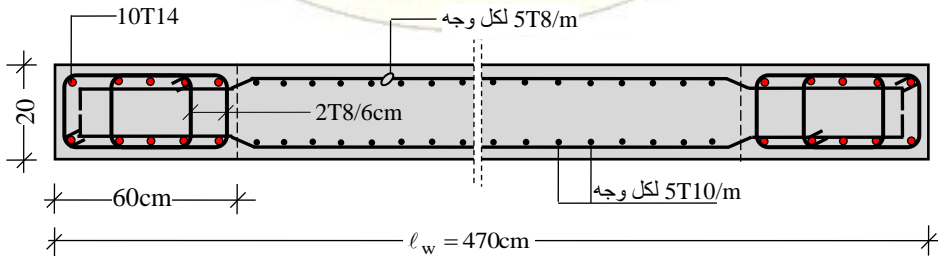
$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_c < 0,15 \cdot f'_c \\ \mu_s \geq \frac{28}{f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}} \end{array} \right\} \rightarrow \text{يجب وضع عنصر حدودي عادي}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_c = 29,49 \text{ kg/cm}^2 < 0,15 \cdot 200 = 30 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{ok} \\ \mu_s = 0,01 > \frac{28}{3600} = 0,0078 \dots\dots \text{ok} \end{array} \right\} \rightarrow$$

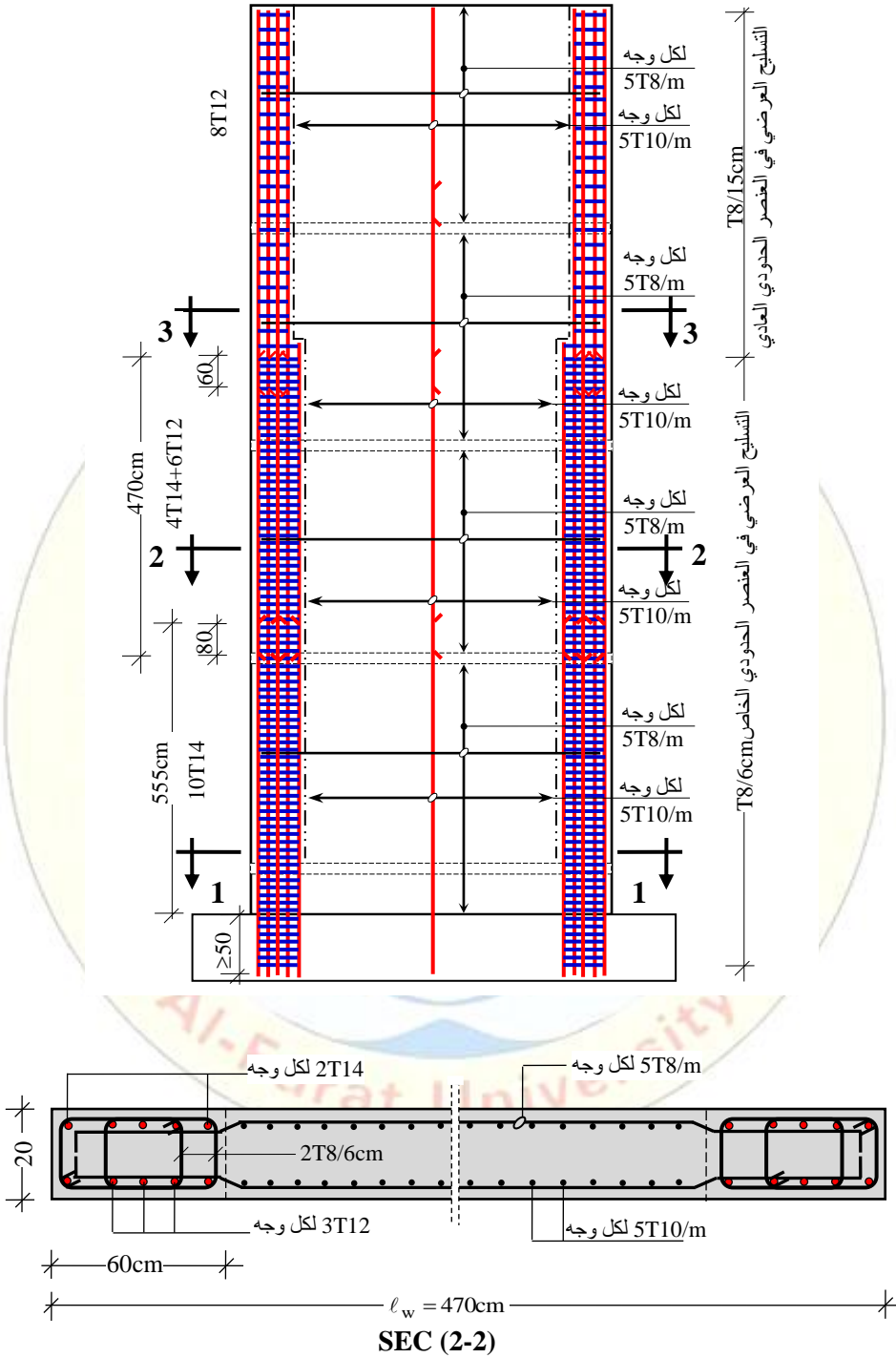
بالعنصر الحدودي العادي يكفي تحقيق شرطين، الأول مرتبط بشكل الأساور العرضية في العنصر الحدودي وتحسب قيمتها كما في الأعمدة الخاضعة للضغط المركزي T8/15cm، والثاني مرتبط بتحقيق شرط امتداد العنصر الحدودي ضمن الجسد وهذا يستدعي حساب C، ولدى حسابه بالتقريب المتتالي نجد:

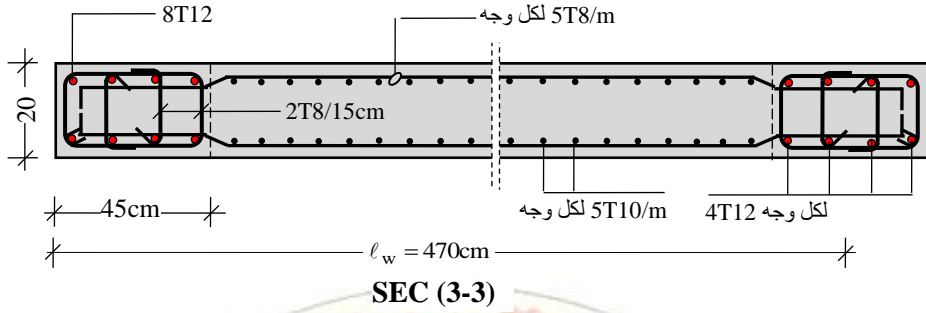
وفي حال تم حسابها اعتماداً على عامل تخفيض المقاومة وفق ACI-318-19 ستكون قيمتها C=68,96cm وبكلا الحالتين هي أصغر من C_{Cr} وطول العنصر الحدودي 45cm كافٍ.

أما فيما يخص تسليح القص والتصميم لجسد الجدار وفق التركيب الأساسي الأول فستبقى كما في المقطع (1-1) لأنها أصلاً أصغرية.



SEC (1-1)





(2-4) مسألة تصميم جدار قصي اعتماداً على مخطط الترابط النسبي:

بناءً على نتائج التحليل الإنشائي في المسألة (1-3) ومسقط الجملة الإنشائية المبين في الشكل (10-3)، إذا علمت أن المنشأ يقع في المنطقة الزلزالية الثانية 2A، المقاومة المميزة الأسطوانية لضغط الخرسانة بعد 28 يوم $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ، إجهاد الخضوع للفولاذ الطولي والعرضي $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ ، والمطلوب:

- 1- إعادة تصميم المقطع (1-1) فقط وفق طريقة التسليح المنتظم، اعتماداً على قيم الجهود من التركيب الثاني $M_U = 441,55 \text{ t}\cdot\text{m}$; $N_U = 186,40 \text{ t}$.
- 2- ارسم مقطع عرضي وطولي موضحاً كافة التفاصيل التنفيذية الخاصة بالتسليح الطولي والعرضي في الأطراف وفي جسد الجدار.

الحل:

$$N_U = 186,40 \text{ t} ; M_U = 441,55 \text{ t}\cdot\text{m}$$

حساب التسليح المنتظم اعتماداً على عامل تخفيض المقاومة وفق ك. ع. س. 2020 والذي يعطى بالعلاقة:

$$0,65 \leq \Omega = 0,65 + 0,25 \cdot \left(1 - \frac{N_U}{0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c} \right) \leq 0,9$$

$$0,65 \leq \Omega = 0,9 - \frac{2,5 \cdot N_U}{f'_c \cdot A'_c} \leq 0,9 \quad \text{كما تكتب العلاقة بالشكل:}$$

$$N_U > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c \rightarrow \Omega = 0,65 \quad \text{إذا كان:}$$

$$N_U \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c \rightarrow 0,65 \leq \Omega = 0,9 - \frac{2,5 \cdot N_U}{f'_c \cdot A'_c} \leq 0,9$$

$$186,40 \text{ t} < 0,1 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 470 \cdot 10^{-3} = 188 \text{ t}$$

$$\Rightarrow 0,65 < \Omega = 0,9 - \frac{2,5 \cdot 186,40}{200 \cdot 20 \cdot 470} = 0,652 < 0,9$$

$$\Omega = 0,652$$

$$N_n = \frac{N_U}{\Omega} = \frac{186,40}{0,652} = 285,83t \quad ; \quad M_n = \frac{M_U}{\Omega} = \frac{441,55}{0,652} = 677,22t.m$$

من مخطط الترابط المبين بالشكل تُحسب نسبة التسليح الكلية لشريحة مترية من الجدار:

$$K_n = \frac{N_n}{f'_c \cdot b \cdot h} = \frac{285,89 \cdot 10^3}{200 \cdot 20 \cdot 470} = 0,152$$

$$R_n = K_n \cdot \frac{e}{h} = \frac{N_n}{f'_c \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e}{h} = \frac{M_n}{f'_c \cdot b \cdot h^2} = \frac{677,22 \cdot 10^5}{200 \cdot 20 \cdot (470)^2} = 0,0766$$

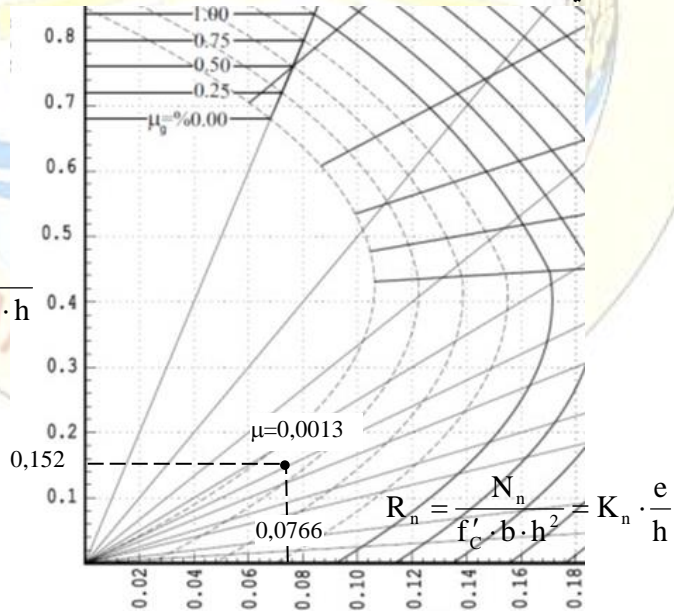
$$\frac{g}{h} = 0,95$$

$$K_n = 0,152 \quad \left. \begin{array}{l} R_n = 0,0766 \\ \rightarrow \mu_g = 0,0013 < \min \mu = 0,0025 \end{array} \right\}$$

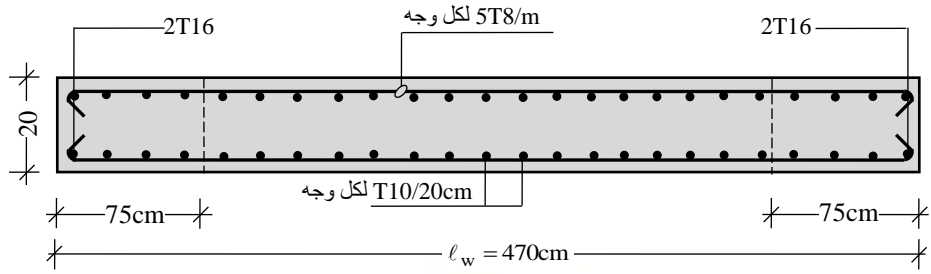
$$R_n = 0,0766$$

لوجهي الجدار $A_s = \min \mu \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 20 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$K_n = \frac{N_n}{f'_c \cdot b \cdot h}$$



وسيتم وضع سيخين قطر 16mm على طرفي الجدار ليصبح التسليح كما في الشكل.



SEC (1-1)

طالما أن الجدار بحاجة لعناصر محيطية فلابد من حساب بعد المحور الحيادي C، كما سبق وأن حُسب في المسألة (1-4)، يبين الجدول (14-4) كافة المعلومات الخاصة بأسياخ التسليح وإحداثياته بالنسبة لطرف الجدار كمبدأ لقياس المسافات، إضافة لقيم القوى الداخلية وكما ذُكر أكثر من مرة بأن حساب C يعتمد على عملية تقريب متتالي بحيث يُفرض قيمة لموقع المحور الحيادي وتُحسب القوى الداخلية ونحقق معادلة التوازن الأولى بأن مجموع القوى الخارجية يساوي مجموع القوى الداخلية المؤثرة في المقطع وبعد ذلك نطبق معادلة التوازن الثانية بأخذ مجموع العزوم حول الليف الأكثر انضغاطاً فنحصل على مقاومة العزم الإسمي المحتمل M_{nr} الموافق للقوة الضاغطة التصميمية، كما يبين الجدول (14-4) أن قيمة $C=121,02\text{cm}$ التي تحقق معادلة التوازن الأولى من أجل عامل تخفيض المقاومة وفق الكود العربي السوري.

$$C = 121,02\text{cm} > C_{Cr} = 111,9\text{cm}$$

$$C = 121,02\text{cm} \Rightarrow y = 0,85 \cdot 121,02 = 102,87\text{cm}$$

الجدول (14-4) بيانات التسليح بالإضافة لقيم القوى الداخلية لجميع صفوف الأسياخ

رقم السبخ	القطر mm	مساحة السبخ (cm ²)	العدد	As (cm ²)	Xi (cm)	fs (kg/cm ²)	Ni=As·fs (kg)	Mi (t·m)
1	16	2,01	2	4,02	4,57	3600	14472	0,661
2	10	0,78	2	1,56	24,61	3600	5616	1,382
3	10	0,78	2	1,56	44,64	3600	5616	2,507
4	10	0,78	2	1,56	64,68	2932,98	4575,45	2,959
5	10	0,78	2	1,56	84,72	1889,76	2948,03	2,498
6	10	0,78	2	1,56	104,76	846,55	1320,62	1,383
7	10	0,78	2	1,56	124,79	-196,14	-305,98	-0,382

رقم السبخ	القطر mm	مساحة السبخ (cm ²)	العدد	As (cm ²)	X _i (cm)	f _s (kg/cm ²)	N _i =As·f _s (kg)	M _i (t·m)
8	10	0,78	2	1,56	144,83	-1239,36	-1933,40	-2,800
9	10	0,78	2	1,56	164,87	-2282,57	-3560,81	-5,871
10	10	0,78	2	1,56	184,91	-3325,79	-5188,23	-9,594
11	10	0,78	2	1,56	204,94	-3600	-5616	-11,509
12	10	0,78	2	1,56	224,98	-3600	-5616	-12,635
13	10	0,78	2	1,56	245,02	-3600	-5616	-13,760
14	10	0,78	2	1,56	265,06	-3600	-5616	-14,886
15	10	0,78	2	1,56	285,09	-3600	-5616	-16,011
16	10	0,78	2	1,56	305,13	-3600	-5616	-17,136
17	10	0,78	2	1,56	325,17	-3600	-5616	-18,262
18	10	0,78	2	1,56	345,21	-3600	-5616	-19,387
19	10	0,78	2	1,56	365,24	-3600	-5616	-20,512
20	10	0,78	2	1,56	385,28	-3600	-5616	-21,637
21	10	0,78	2	1,56	405,32	-3600	-5616	-22,763
22	10	0,78	2	1,56	425,36	-3600	-5616	-23,888
23	10	0,78	2	1,56	445,39	-3600	-5616	-25,013
24	16	2,01	2	4,02	465,43	-3600	-14472	-67,357
N _n	-	-	-	-	235		-285833,61	-671,709
C _C	-	-	-	-	51,4344		349753,92	179,894
							$\sum N_i = 0$	-803,83

$$M_n = \sum M_i = -803,83 \text{ t} \cdot \text{m}$$

وفق طريقة الإجهادات فالجدار بحاجة لعناصر محيطية كما تم حسابه بالمسألة (2-4)، لذلك سيحسب طول العنصر الحدودي مباشرة كالآتي:

$$0,2 \cdot l_w \geq l_{be} \geq \max \begin{cases} \frac{C}{2} \\ C - 0,1 \cdot l_w \end{cases}$$

$$0,2 \cdot 470 \geq l_{be} \geq \max \begin{cases} \frac{121,02}{2} = 60,51 \text{ cm} \\ 121,02 - 0,1 \cdot 47 = 74,02 \text{ cm} \end{cases}$$

$$94\text{cm} \geq l_{be} \geq 74,02\text{cm} \quad \Rightarrow \quad l_{be} = 75\text{cm}$$

إذاً أبعاد العنصر الحدودي ستكون $20 \times 75\text{cm}$ ، وطالما أن التسليح العرضي سيتبع شروط العناصر المحيطية إذا تشكل بطرفي الجدار أعمدة مخفية، وبالتالي لأبد من مراعاة نسبة التسليح الأصغرية للأعمدة، وفعالياً داخل كل عنصر محيطي سيتواجد أسياخ $2T16+6T10$ فقط، إذاً :

$$A_s(2T16 + 6T10) = 8,7\text{cm}^2 < \min A_s = 0,01 \cdot 20 \cdot 75 = 15\text{cm}^2$$

سيعتمد $8T16=16,08\text{cm}^2$ لكل عنصر محيطي وبالتالي سيتغير مخطط الترابط لمقطع الجدار وبنفس الوقت ستتغير قيمة C لتكون مساوية $121,48\text{cm}$ وفق هذه الحالة، وهي قيمة قريبة من قيمة بعد المحور الحيادي المحسوبة قبل تغيير أقطار الأسياخ في الأطراف من $T10\text{mm}$ إلى $T16\text{mm}$.

اعتماداً على عامل تخفيض المقاومة وفق الكود الأمريكي ACI-318-19:

بدايةً يُفرض عامل تخفيض المقاومة يساوي $0,9$ وبعد انتهاء التصميم يجري التأكد من صحة الفرض بحساب موقع المحور الحيادي، ثم تحديد قيمة ϵ_t الفعلية والتأكد من حالة المقطع، إذاً تُحسب الجهود الأسمية:

$$N_n = \frac{N_U}{\Omega} = \frac{186,40}{0,9} = 207,11\text{t} \quad ; \quad M_n = \frac{M_U}{\Omega} = \frac{441,55}{0,9} = 490,61\text{t} \cdot \text{m}$$

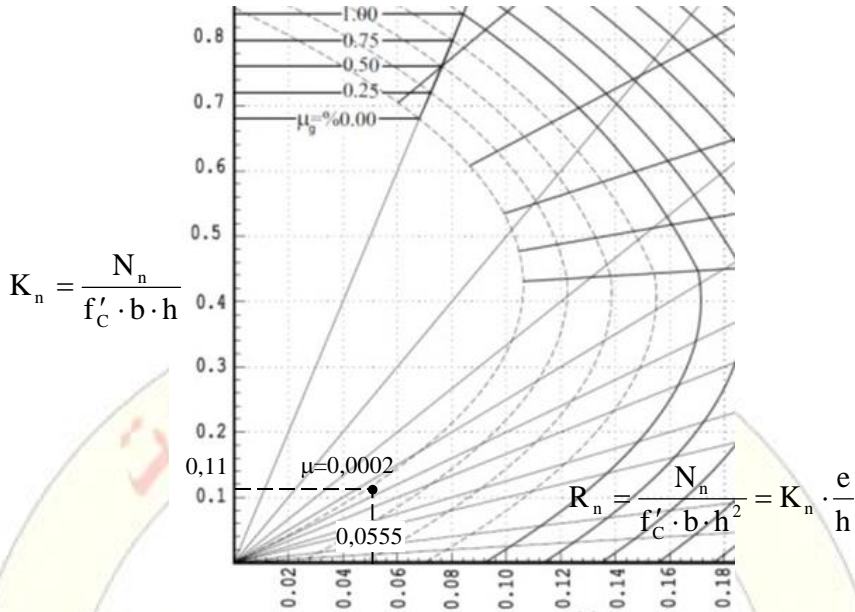
من مخطط الترابط المبين بالشكل تُحسب نسبة التسليح الكلية لشريحة مترية من الجدار:

$$K_n = \frac{N_n}{f'_c \cdot b \cdot h} = \frac{207,11 \cdot 10^3}{200 \cdot 20 \cdot 470} = 0,11$$

$$R_n = K_n \cdot \frac{e}{h} = \frac{N_n}{f'_c \cdot b \cdot h} \cdot \frac{e}{h} = \frac{M_n}{f'_c \cdot b \cdot h^2} = \frac{490,61 \cdot 10^5}{200 \cdot 20 \cdot (470)^2} = 0,0555$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{g}{h} = 0,95 \\ K_n = 0,11 \\ R_n = 0,0555 \end{array} \right\} \rightarrow \mu_g = 0,0002 < \min \mu = 0,0025$$

$$A_s = \min \mu \cdot b \cdot h = 0,0025 \cdot 20 \cdot 100 = 5\text{cm}^2 / \text{m الجدار لوجهي}$$



الجدول (15-4) بيانات التسليح بالإضافة لقيم القوى الداخلية لجميع صفوف الأسياخ

وسيتم وضع سيخين قطر 16mm على طرفي الجدار، هنا لم يتم تغيير التسليح، فقط أعتدت قيمة عامل تخفيض المقاومة كما جاء في الكود الأمريكي، ليتبين الفارق بين الكودين بما يخص طول العنصر الحدودي ومقاومة العزم الإسمي المحتمل M_{nr} .

طالما أن الجدار بحاجة لعناصر محيطية فلا بد من حساب بعد المحور الحيادي C

$$N_n = \frac{N_U}{\Omega} = \frac{186,40}{0,9} = 207,11t \quad \text{حيث:}$$

كما يبين الجدول (15-4) كافة المعلومات الخاصة بحساب بعد المحور الحيادي بعد الانتهاء من عملية التقريب المتتالي حيث أن قيمة C التي تحقق معادلة التوازن الأولى:

$$C = 98,159\text{cm} \Rightarrow y = 0,85 \cdot 98,159 = 83,435\text{cm}$$

رقم السبخ	القطر mm	مساحة السبخ (cm ²)	العدد	As (cm ²)	Xi (cm)	fs (kg/cm ²)	Ni=As*fs (kg)	Mi (t·m)
1	16	2,01	2	4,02	4,57	3600	14472	0,661
2	10	0,78	2	1,56	24,61	3600	5616	1,382
3	10	0,78	2	1,56	44,64	3434,93	5358,49	2,392
4	10	0,78	2	1,56	64,68	2148,73	3352,02	2,168
5	10	0,78	2	1,56	84,72	862,53	1345,55	1,140

رقم السبخ	القطر mm	مساحة السبخ (cm ²)	العدد	As (cm ²)	X _i (cm)	f _s (kg/cm ²)	N _i =As·f _s (kg)	M _i (t·m)
6	10	0,78	2	1,56	104,76	-423,67	-660,92	-0,692
7	10	0,78	2	1,56	124,79	-1709,23	-2666,39	-3,327
8	10	0,78	2	1,56	144,83	-2995,43	-4672,87	-6,768
9	10	0,78	2	1,56	164,87	-3600	-5616	-9,259
10	10	0,78	2	1,56	184,91	-3600	-5616	-10,385
11	10	0,78	2	1,56	204,94	-3600	-5616	-11,509
12	10	0,78	2	1,56	224,98	-3600	-5616	-12,635
13	10	0,78	2	1,56	245,02	-3600	-5616	-13,760
14	10	0,78	2	1,56	265,06	-3600	-5616	-14,886
15	10	0,78	2	1,56	285,09	-3600	-5616	-16,011
16	10	0,78	2	1,56	305,13	-3600	-5616	-17,136
17	10	0,78	2	1,56	325,17	-3600	-5616	-18,262
18	10	0,78	2	1,56	345,21	-3600	-5616	-19,387
19	10	0,78	2	1,56	365,24	-3600	-5616	-20,512
20	10	0,78	2	1,56	385,28	-3600	-5616	-21,637
21	10	0,78	2	1,56	405,32	-3600	-5616	-22,763
22	10	0,78	2	1,56	425,36	-3600	-5616	-23,888
23	10	0,78	2	1,56	445,39	-3600	-5616	-25,013
24	16	2,01	2	4,02	465,43	-3600	-14472	-67,357
N _n	-	-	-	-	235		-20711,11	-486,71
C _C	-	-	-	-	41,717		283679,24	118,34
							$\sum N_i = 0$	-695,81

أما طاقة الجدار الإسمية المحتملة للعزم الموافق للقوة التصميمية فتبلغ:

$$M_n = \sum M_i = -695,81 \text{ t} \cdot \text{m}$$

بمقارنة C مع C_{cr} نجد: C = 98,159 cm < C_{cr} = 111,9 cm

أي الجدار القصي ليس بحاجة لعناصر حدودية، لكن وفق طريقة الإجهادات لا بد من وضع عناصر حدودية أو محيطية بالأطراف، إذاً الطريقة الأخيرة هي الحاكمة، يجب أن يمتد العنصر الحدودي أفقياً ضمن المقطع العرضي لمسافة لا تقل عن أكبر القيمتين:

$$0,15 \cdot 470 \geq \ell_{be} \geq \max \begin{cases} \frac{98,159}{2} = 49,08 \text{ cm} \\ 98,159 - 0,1 \cdot 47 = 51,16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$70,5 \text{ cm} > \ell_{be} = 51,16 \text{ cm} \Rightarrow \ell_{be} = 55 \text{ cm}$$

تم مقارنة طول العنصر الحدودي الأخيرة مع القيمة المعتمدة عند تصميم الجدار وفق الطريقة الأولى، وبالتالي سنغير أقطار الأسياخ قطر 10mm الواقع ضمن منطقة العنصر الحدودي لتكون T16 لأن:

$$A_s(2T16 + 4T10) = 7,14 \text{ cm}^2 < \min A_s = 0,01 \cdot 20 \cdot 55 = 11 \text{ cm}^2$$

ثم يُحقق التسليح الأصغري بحيث لا يقل عن 1% من مساحة مقطع العنصر الحدودي:

$$A_s(6T16) = 12,06 \text{ cm}^2 > \min A_s = 0,01 \cdot 20 \cdot 55 = 11 \text{ cm}^2 \dots \text{ok}$$

صحيح أن تغيير التسليح في الأطراف سيغير من قيمة C لكن هذا التغيير لن يكون كبيراً، وبالتالي لن يتغير طول العنصر الحدودي عن القيمة المختارة.

حساب عامل تخفيض المقاومة بعد تحديد قيمة انفعال الشد الفعلية ε_t في صف الأسياخ

$$d_t = 465,43 \text{ cm} \quad (\text{من الجدول (4-15)}):$$

$$\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_t} = \frac{C}{C - d_t} \Rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon'_c \cdot \frac{C - d_t}{C}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \cdot \frac{98,159 - 465,43}{98,159}$$

$$\varepsilon_t = -0,0112 \text{ الإشارة السالبة للدلالة على أنه انفعال شد } \varepsilon_t = -0,0112$$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{3600}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00171$$

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0,003 \Rightarrow \Omega = 0,9$$

$$\varepsilon_t = 0,0112 > 0,00171 + 0,003 = 0,00471 \Rightarrow \Omega = 0,9 \dots \text{ok}$$

إذاً الفرض صحيح والشد حاكم، ولا ضرورة لإعادة الحسابات، بين الجدول (4-16) نتائج تحقيق العناصر الحدودية وفق طريقة تصميم الجدار بتسليح منتظم اعتماداً على برنامج ETABS، ونلاحظ مدى تقارب النتائج طالما أن عامل تخفيض المقاومة معتمد وفق الأمريكي بينما قيمة C تختلف عن مثيلتها وفق الكود العربي السوري، ويعود سبب الاختلاف لتغير قيمة عامل تخفيض المقاومة.

الجدول (16-4) تحقيق الجدار على العناصر المحيطية بطريقة التسليح المنتظم

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	Edge Length (mm)	Governing Combo	P _u ton	M _u t·m	Stress Comp Kg/cm ²	Stress Limit Kg/cm ²
Top	526,6	U ₂₁ -XPP	186,40	266,24	56	40
Bottom	526,6	U ₂₁ -XPP	186,40	441,46	80	40

تتمة جدول تحقيق الجدار على العناصر المحيطية

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	C Depth mm	C Limit mm
Top	996,6	1044,4
Bottom	996,6	1044,4

مناقشة النتيجة: يبين الجدول الآتي نتائج التصميم للجدار في المقطع (1-1) وفق طريقة معادلات التوازن وطريقة التسليح المنتظم ومن أجل عامل تخفيض المقاومة المحسوب وفق الكود الأمريكي ACI 318-19:

الطريقة	ابعاد العنصر الحدودي	التسليح الطولي للعنصر الحدودي	التسليح الطولي للجسد لكل وجه	التسليح العرضي للجسد لكل وجه	C(cm)	M _{nr} (t·m)
مخطط ترابط- أربع قوى	20x60	10T14	5T10/m	5T8/m	101,37	735
تسليح منتظم	20x55	6T16	5T10/m	5T8/m	98,159	695,81

من الجدول يُلاحظ بأن مقاومة العزم الإسمية المحتملة الموافقة للقوة التصميمية وفق الطريقة الأولى (استعمال علاقات التوازن) أكبر بنسبة 5,6% من الطريقة الثانية (التسليح المنتظم):

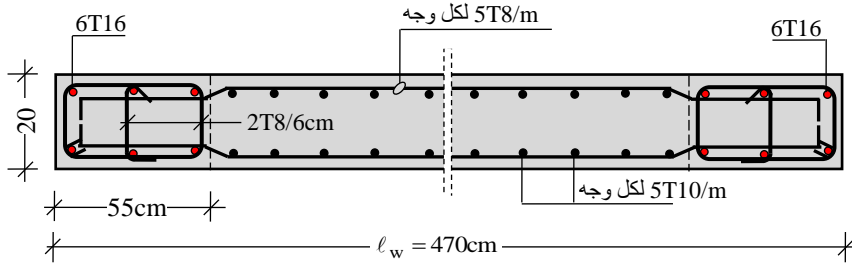
$$\frac{735}{695,81} = 1,056 \rightarrow 5,6\%$$

كما أن الاعتماد على الطريقة الأولى يزيد من مقاومة العزم الإسمية المحتملة عن القيمة الإسمية المحسوبة وفق التركيب الحاكم (المطبقة) بنسبة زيادة تبلغ:

$$\frac{735 - 490,61}{490,61} = 0,4981 \rightarrow 49,81\% \approx 50\%$$

بينما نسبة الزيادة وفق الطريقة الثانية: $\frac{695,81 - 490,61}{490,61} = 0,4183 \rightarrow 41,83\%$

يبين الشكل المقطع العرضي للجدار وفق طريقة التسليح المنتظم بعد أن تم تغيير التسليح بالأطراف بما يتوافق مع اشتراطات التسليح للأعمدة.



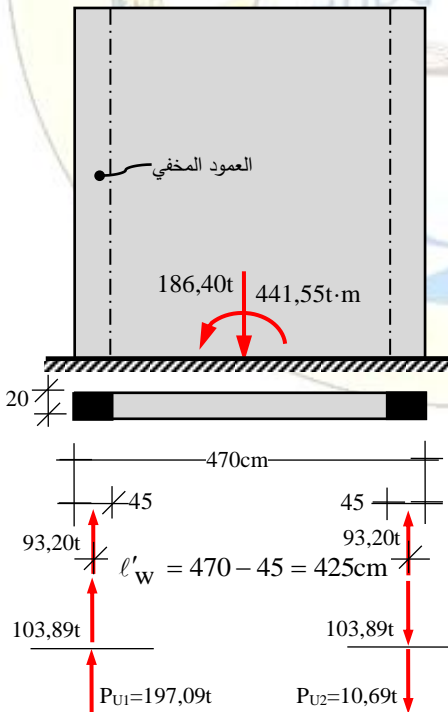
SEC (1-1)

(3-4) مسألة تصميم جدار قصي وفق الكود العربي السوري والملحق (ن)

وفقاً لنتائج التحليل الإنشائي في المسألة (1-3) ومسقط الجملة الإنشائية المبين في الشكل (10-3)، إذا علمت أن المنشأ يقع في المنطقة الزلزالية الثانية 2A، المقاومة المميزة الأسطوانية لضغط الخرسانة بعد 28 يوم $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ، إجهاد الخضوع للفلوآز الطولي والعرضي $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ ، والمطلوب:

1- إعادة تصميم المقطع (1-1) فقط وفق طريقة C & T Section، اعتماداً على قيم الجهود من التركيب الثاني $M_U = 441,55 \text{ t}\cdot\text{m}$; $N_U = 186,40 \text{ t}$.

2- ارسم مقطع عرضي موضحاً كافة التفاصيل التنفيذية الخاصة بالتسليح الطولي والعرضي في الأطراف وفي جسد الجدار.



الحل:

الطريقة الثالثة لحساب التسليح لطرفي

الجدار باعتماد C & T Section:

تُحسب ردود الأفعال الناتجة عن

في $N_U = 186,40 \text{ t}$; $M_U = 441,55 \text{ t}\cdot\text{m}$

طرفي الجدار كما هو مبين بالشكل، قد ينتج

في العمود المخفي الأقل انضغاطاً رد فعل

يسبب شد بدلاً عن قوة ضاغطة صغيرة،

وتقول المسألة في الحالة الأولى لدراسة

عمودين أحدهما خاضع لقوة ضاغطة

والآخر لقوة شادة، وفي الحالة الثانية يُدرس أحد العمودين على القوة الضاغطة الأكبر كما في المسألة، وبعد انتهاء التصميم يُعتمد التسليح الأكبر لكلا العمودين، عند حساب ردود الأفعال تُحدد في البداية أبعاد الأعمدة المخفية في طرفي الجدار وفق نفس القواعد التي شُرحت في الطريقة الأولى وهي هنا بدايةً $20 \times 45 \text{ cm}$.

$$P_{U1} = \frac{186,40}{2} + \frac{441,55}{4,25} = 197,09 \text{ t}$$

$$P_{U2} = \frac{186,40}{2} - \frac{441,55}{4,25} = 10,69 \text{ t}$$

$$P_{U1} = 0,8 \cdot \Omega \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c + A'_s \cdot f_y)$$

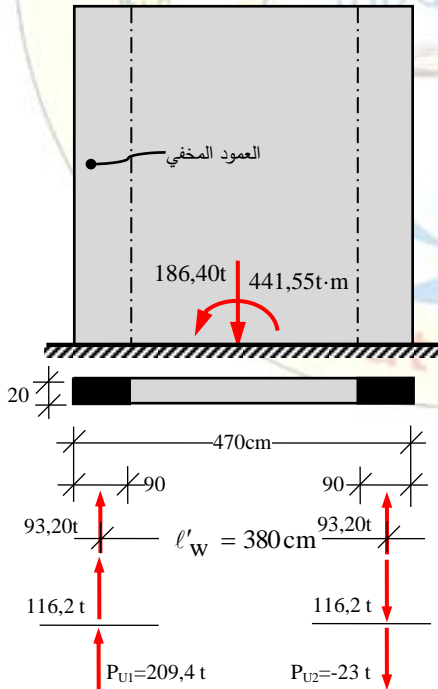
$$197,09 \cdot 10^3 = 0,8 \cdot 0,65 \cdot (0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 45 + A'_s \cdot 3600)$$

$$197,09 \cdot 10^3 = 79560 + A'_s \cdot 1872 \Rightarrow A'_s = 62,78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \mu_s = \frac{62,78}{20 \cdot 45} = 0,07 > \max \mu_s = 0,025$$

العمود الخاضع لقوة شد:

$$A_s = \frac{P_{U2}}{\Omega \cdot f_y} = \frac{10,69 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 3600} = 3,30 \text{ cm}^2 < \min A_s = 0,01 \cdot 20 \cdot 45 = 9 \text{ cm}^2$$



طالما أنّ نسبة التسليح في العمود الخاضع للضغط المركزي تجاوزت القيمة الأعظمية للأعمدة التي نص عليها الكود العربي السوري، إذاً لا بد من تغيير أبعاد الأعمدة الطرفية (المخفية)، ومن الممكن زيادة امتداد العمود ضمن الجدار لمسافة $0,2 \ell_w$ ، لذا سيُفرض بطول:

$$0,2 \cdot \ell_w = 0,2 \cdot 470 = 94 \text{ cm} \rightarrow 90 \text{ cm}$$

لو اعتمد على شرط الكود الأمريكي بدلاً من المسافة للعنصر الحدودي عن $0,15 \ell_w$ لتوجب استعمال أعمدة ظاهرة، حتى عند

الاعتماد على أبعاد العمود المخفي 20x70cm حصلنا على نسبة تسليح 0,03 وهي أكبر من نسبة التسليح المسموح بها وفق الكود العربي السوري. ثم يحدد الكود مسافة امتداد العنصر الحدودي لذلك تم الاعتماد على الطول مقداره $0,2\ell_w$ لها.

إذا أصبحت أبعاد العمود المخفي 20x90cm:

$$\ell'_w = 470 - 90 = 380 \text{ cm}$$

$$\text{ضاغطة } P_{U1} = \frac{186,40}{2} + \frac{441,55}{3,80} = 209,40 \text{ t}$$

$$\text{شادة } P_{U2} = \frac{186,40}{2} - \frac{441,55}{3,80} = -23 \text{ t}$$

يُعاد حساب التسليح لحالة القوة ضاغطة:

$$209,40 \cdot 10^3 = 0,8 \cdot 0,65 \cdot (0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 90 + A'_s \cdot 3600)$$

$$A'_s = 26,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu_s = 0,015 < \max \mu_s = 0,025 \dots \text{ok}$$

$$A'_s = 26,86 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 + 6T18 = 27,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{P_{U2}}{\Omega \cdot f_y} \quad \text{العمود الخاضع لقوة شد:}$$

$$\ell'_w = 470 - 45 - 45 = 380 \text{ cm}$$

$$\text{ضاغطة } P_{U1} = \frac{186,40}{2} + \frac{441,55}{3,80} = 209,40 \text{ t}$$

$$\text{شادة } P_{U2} = \frac{186,40}{2} - \frac{441,55}{3,80} = -23 \text{ t}$$

يُعاد حساب التسليح لحالة القوة ضاغطة:

$$209,40 \cdot 10^3 = 0,8 \cdot 0,65 \cdot (0,85 \cdot 200 \cdot 20 \cdot 90 + A'_s \cdot 3600)$$

$$A'_s = 26,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu_s = 0,015 < \max \mu_s = 0,025 \dots \text{ok}$$

$$A'_s = 26,86 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 + 6T18 = 27,8 \text{ cm}^2$$

العمود الخاضع لقوة شد:

$$A_s = \frac{P_{U2}}{\Omega \cdot f_y} = \frac{23 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 3600} = 7,10 \text{ cm}^2 < \min A_s = 0,01 \cdot 20 \cdot 90 = 18 \text{ cm}^2$$

من الواضح أن حالة القوة الضاغطة تعطي تسليح أكبر، لذا ستكون هي القيمة النهائية للتسليح في العمودين المخفيين بطرفي الجدار، أما فيما يخص التسليح العرضي والطولي

في جسد الجدار فيتبع لدراسة الجدار على التركيب الأساسي الأول، وتحقيق مقطعه على القوة القاصة وفق التركيب الحاكم، كما تم توضيحه في الحل سابقاً. في هذه الطريقة تمثل C طول العمود المخفي المقترح في التصميم:

$$94 \text{ cm} \geq l_{be} \geq \max \begin{cases} \frac{C}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \\ C - 0,1 \cdot l_w = 90 - 47 = 43 \text{ cm} \end{cases}$$

$$94 \text{ cm} > l_{be} = 90 \text{ cm} > 45 \text{ cm} \dots \text{ok}$$

من الواضح بالمقارنة بين نتائج التسليح بين الطرائق الثلاث بأن الطريقتان الأولى والثانية أكثر اقتصادية من الطريقة الثالثة، C&T Section، من حيث نسب التسليح اللازمة، إذ في بعض الحالات قد يتطلب الأمر جعل الأعمدة ظاهرة لتجاوز نسبة التسليح القيمة الأعظمية 0,025 وعدم كفاية أبعاد العمود المخفي حتى لو وصلت أبعاده $(b_w ; 0,15l_w)$.

Flexural Design for P and M₃ — Compression Reinforcement نتائج التصميم ببرنامج ETABS للعمود المضغوط

Station Location	Edge Length (mm)	Rebar Area Cm ²	Compression Combo	P _u ton	M _u t·m
Top	900	2,32	U ₂₁ -XPP	186,40	266,24
Bottom	900	28,17	U ₂₁ -XPP	186,40	441,46

تحقيق الجدار على العناصر المحيطة (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4) Boundary Element Check

Station Location	Edge Length (mm)	Governing Combo	P _u ton	M _u t·m	Stress Comp Kg/cm ²	Stress Limit Kg/cm ²
Top	450	U ₂₁ -XPP	186,40	266,24	56	40
Bottom	450	U ₂₁ -XPP	186,40	441,46	80	40

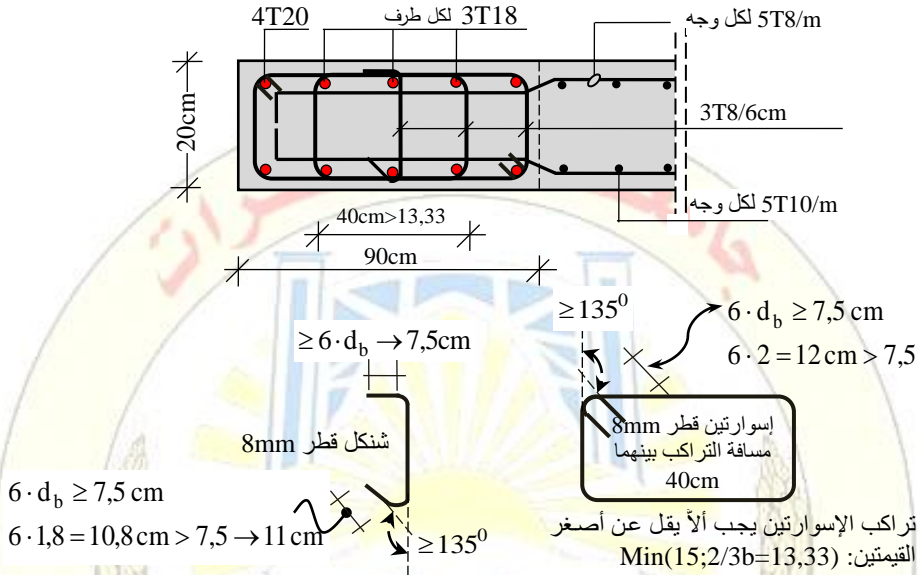
تتمة جدول تحقيق الجدار على العناصر المحيطة

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	C Depth mm	C Limit mm
Top	900	1044,4
Bottom	900	1044,4

أما فيما يخص الاختيار بين طريقة معادلات التوازن (مخطط الترابط) وطريقة التسليح المنتظم فيفضل من الناحية العملية الآتي:

1- إذا كان الجدار قصير، أي $2b_w > 0,2 \cdot l_w$ (ووفق الكود الأمريكي $2b_w > 0,15 \cdot l_w$) من المفضل استعمال طريقة التسليح المنتظم، ونصادف ذلك غالباً بجدران بيت المصعد.



2- أما إذا كان $2b_w \leq 0,2 \cdot l_w$ تُعد الجدران من النوع الطويل، والأفضل تصميمه باستعمال طريقة معادلات التوازن، خاصة إذا تضمن فتحات، فلا يفضل استعمال طريقة التسليح المنتظم لأن كامل تسليح الجدار هو تسليح عامل ويدخل في مقاومة القوى الأفقية، ووجود فتحات يعني انقطاع في التسليح الأساسي حتى ولو تمت تقوية الفتحات باعتبارها فتحات صغيرة، علماً أن الجدران القصية ذات الفتحات الكبيرة تُصمم على كلٍ من السلوك الشاقولي والأفقي.



الفصل الخامس

تصميم الجمل الإطارية المقاومة للقوى الزلزالية

1-5 مقدمة:

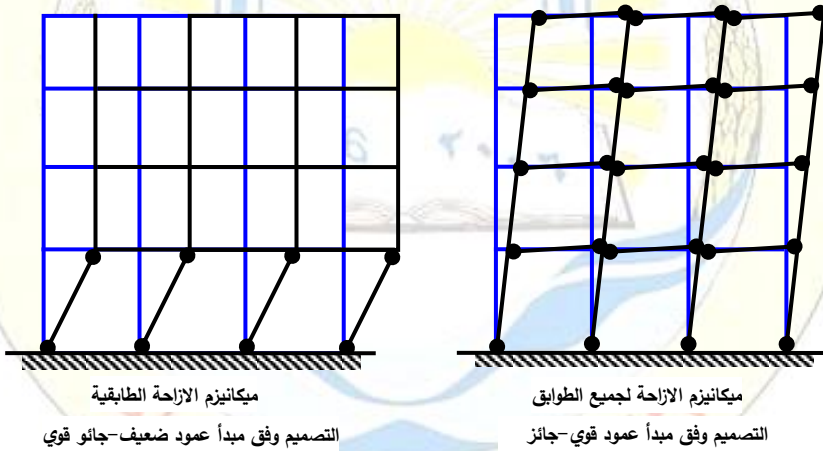
كما دُكر في الفصل الرابع تأتي مرحلة التصميم الإنشائي بعد الانتهاء من تقييم الأحمال الأفقية المطبقة على المنشأ وتوزيعها على العناصر المقاومة لها، إضافة لتحديد قيم الجهود في المقاطع الحرجة للعناصر الإنشائية، وسيُعتمد في التصميم وتحقيق الاشتراطات للجمل الإطارية، على اشتراطات وتوصيات الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة والملحق (ز) الطبعة الخامسة المطورة 2022، وكذلك ملحق الكود رقم 2/ الطبعة الثالثة لعام 2020، ويتطرق الملحق (ز) لكل ما يخص تصميم الإطارات المقاومة للزلازل من الأنواع العادية والمتوسطة والخاصة، بما يتوافق مع الكود الأمريكي ACI318M-08، ويتطلب تنفيذ مثل هذه الإطارات، ظروفًا مثالية بضمان الدارس والمشرف والمنفذ.

2-5 متطلبات تصميم خاصة بعناصر الجمل الإطارية المقاومة للقوى الزلزالية:

إن معظم الدراسات الإنشائية للمنشآت على القوى الزلزالية تتم وفق طرائق ستاتيكية، ولهذا قد تكون القوى الفعلية التي تخضع لها العناصر الإنشائية في أثناء الهزة الأرضية ذات تأثير أكبر من تلك القوى المكافئة المحسوبة وفق الكود العربي السوري، التي صممت العناصر الإنشائية على أساسها، كذلك قد يكون الفعل الديناميكي للزلازل على المنشأ أكثر خطورة من المتوقع، لذا فرض الكود العربي السوري متطلبات إضافية على تصميم وتفصيل تسليح عناصر المنشآت ووصلاتها، لضمان حدوث تشوهات كافية في المجال اللدن، من دون حدوث انهيارات ناتجة عن فقدان استقرار المنشأ تحت تأثير الأحمال الشاقولية أو كنتيجة لتشكّل مفاصل لدنة في الأعمدة، يساعد فهم تصرف العنصر الإنشائي المسلح عند تصميم الجمل من الخرسانة المسلحة في ضمان السلوك

المقبول لها في أثناء حصول الزلزال، وسيُشرح فيما يأتي التصرف المقبول لجملة إنشائية من الإطارات العزمية.

إنَّ الهدف المرجو عند تصميم الإطارات هو تحديد أبعاد العناصر وتقويتها بحيث تتشكل المفاصل اللدنة في مقاطع الجيزان المتصلة بالأعمدة عند تعرضهم لإزاحة جانبية كبيرة، لكي لا تنهار الأعمدة ولو حدثت فيها تشوهات مرنة نسبياً، وهذا ما يُعرف بفكرة العمود القوي- الجائز الضعيف، أي عندما يدخل فولاذ جميع جيزان الإطار في جميع الطوابق مرحلة السيلان (تبدد أكبر لطاقة الزلزال قبل الانهيار)، أمّا التصميم اعتماداً على الفكرة المعاكسة وهي العمود الضعيف- الجائز القوي، فتتم عندما تصل أعمدة طابق واحد فقط لطاقتها القصوى على الانعطاف (تبدد قليل لطاقة الزلزال قبل الانهيار)، يمكن حينها أن تؤدي لآلية الانهيار الطابقي، وهي آلية غير مرغوب فيها كما تسمى أيضاً بحالة الطابق اللين، انظر الشكل (1-5).



الشكل (1-5) الفارق بين آليتي الانهيار الممكنة لإطار معرض لقوى أفقية

يمكن اختصار أهداف التصميم لجملة مقاومة للقوى الزلزالية مؤلفة من إطارات

خرسانية مقاومة بالبنود الآتية:

1- تصميم الإطارات باعتماد مبدأ العمود القويّ والجائز الضعيف، يساعد في الحصول على سلوك آمن للإطارات خلال الهزات الزلزالية القوية، ممّا يجعل توزع الانزياح الطابقي أكثر انتظاماً، ويقلل من خطر الانهيار، إذ أنّ الأعمدة عند منسوب طابق معين تحمل وزن المبنى لكافة الطوابق التي تعلو هذا المستوى، بالتالي فإنّ الانهيار بأحد الأعمدة

سيسبب انهيار هذا الطابق وستكون الخسائر البشرية أكبر، انظر الشكل (5-2)، أما انهيار جائر بأحد الطوابق لا يسبب كارثة وغالباً يمكن إصلاح الوضع بكلفة معقولة. وبناءً على ذلك حصر الكود إمكانيّة تطوّر مفاصل لدنة في الجيزان قبل الأعمدة (أعمدة قوية وجوائز ضعيفة)، للمحافظة على الأعمدة في حالة التشوّه المرن، وحدّد مجموعة من الشروط على مقاومة الخرسانة وفولاذ التسليح لضمان التصرف اللدن، (كما سيرد لاحقاً). من الناحية العملية يمكن تطبيق مبدأ الجائر الضعيف- العمود القويّ عندما يكون مجموع المقاومات العزميّة للأعمدة المتصلة بالعقدة، أكبر من مجموع المقاومات العزميّة للجيزان المتصلة بالعقدة نفسها، من أجل كلّ اتجاه للعقدة على حده.



انهيار الأعمدة في الطابق الأرضي فقط من دون وجود ضرر في أعمدة الطوابق العلوية



تباعد كبير بين الأساور لا تحقق التطويق

انهيار العمود وفق ميكانيزم الانهيار الطائفي وعدم صحة تصميم العمود على القص

الشكل (5-2) ميكانيزم الازاحة الطابقية (عمود ضعيف وجائر قوي)

2- تزويد الإطارات بتفاصيل تسليح خاصّة لأعمدتها وجيزانها، للحصول على سلوك مطاوعة على الانعطاف بمناطق تشكّل المفاصل اللدنة المراد تشكّلها في نهايات الجيزان، بالقرب من الأعمدة من دون حدوث انخفاض حرج في المقاومة.

3- تقادي حدوث انهيارات غير مطاوعة (قصيفة) من خلال:

- تأمين تفاصيل تسليح للوصلات في أماكن اتّصال العناصر الإنشائية غير المقاومة للزلزال مع بعضها، وفي أماكن اتّصالها بالعناصر الإنشائية المقاومة للزلزال، مع الانتباه لعدم تداخل سلوكها مع الإطارات.

- تجنب انهيار العناصر على القص، (خاصة في الأعمدة) لأنّه انهيار قصيف، ويؤدّي لنقصان سريع في مقاومتها الجانبية، وفي قدرة تحملها على القوى المحوريّة، وذلك

اعتماداً على تصميمها وفق مقاومات العزوم الاسمية للعناصر، كما اعتمدت الكودات في اشتراطاتها للتسليح العرضي على تكثيف الأساور حرصاً على زيادة عتبة التشوهات في الخرسانة المضغوطة والمطوّقة، إنّ تأثير التطويق في المنشآت الخرسانية المسلحة، يسمح للعناصر المقاومة للزلازل بالتشوه بشكل لدن من دون انخفاض يذكر في مقاومتها على الانعطاف.

- تجنّب انهيار عقد اتّصال الجيزان بالأعمدة، إذ يجب أن تكون عقد الإطارات العزميّة الخاصة قادرة على نقل القوى المحوريّة والقوى القاصّة وعزوم الانعطاف بين الجيزان والأعمدة المتّصلة فيما بينها، في أثناء تعرّض الإطار للقوى الأفقيّة وإنّ وجود التسليح العرضي ضمن العقدة، يساهم بشكل فعّال في الحفاظ على مقاومتها تحت تأثير التشوهات المتوقعة ذات الاتجاه المتعاكس خلال الهزّة الأرضيّة.
- تجنّب انهيار مناطق إرساء أسياخ التسليح ووصلات التراكب، بتحقيق الإرساء الجيد للأسياخ، بالتالي منع انزلاقها مع الخرسانة، فانهيار طبقة التغطية للعناصر نتيجة للأحمال الزلزالية العالية، يسبب انخفاض مقاومة أسياخ التسليح الطولي على الشدّ نتيجة نقص سطح التلاحم مع الخرسانة، وكذلك أماكن الأسياخ المترابطة، ولهذا السبب يجب أن تتوضع الأخيرة في أماكن بعيدة عن مواقع العزوم الأعظميّة، إضافة



الشكل (3-5) انهيار العمود في مكان

تراكب الأسياخ

لحصر هذه الوصلات بأساور مغلقة كاحتياط إضافي في حال انهيار طبقة التغطية الخرسانية.

يبين الشكل (3-5) انهيار عمود أعلى عقدة في منطقة تراكب الأسياخ، حيث قيمة العزوم المتناوبة الناتجة عن الزلازل أعظميّة، إضافة لعدم تكثيف الأساور التي تساعد على مقاومة إجهادات التلاحم الناتجة عن تراكب الأسياخ.

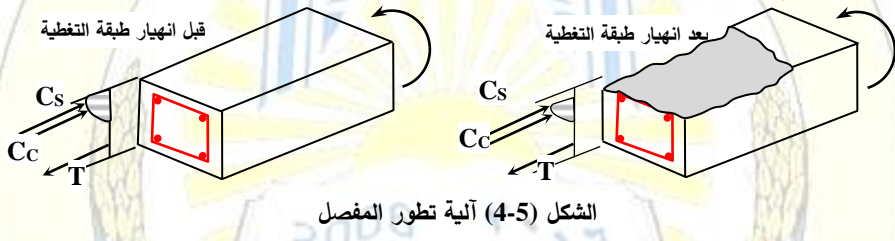
5-2-1 آلية تطوّر المفصل اللدن:

قبل انهيار طبقة التغطية تُمثّل الجهود

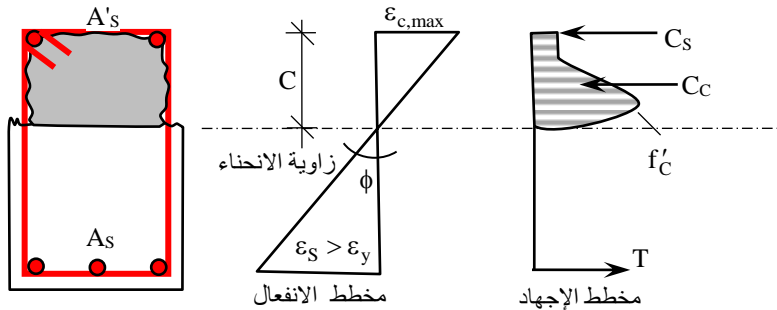
الداخلية بمحصلة قوّة شدّ في الفولاذ المشدود، وقوّة ضغط محصّلة صغيرة في الفولاذ

المضغوط، إضافةً للقوة المحصلة لبلوك الضغط للخرسانة ذات شكل قطع مكافئ، انظر الشكل (4-5).

بعد انهيار طبقة تغطية الفولاذ يتغير توزع الجهود، بتغير موقع المحور المحايد، فيصغر طول بلوك الضغط للخرسانة في المقطع العرضي، انظر الشكل (5-5)، كما يزداد على نحو كبير إجهاد الضغط في الفولاذ المضغوط، للحفاظ على سلامة المقطع يجب تجنب الانهيار بسبب وصول المواد لمقاومتها القصوى، من الممكن منع انسحاق الخرسانة وتجنب أسياخ الفولاذ المضغوط باستعمال تسليح عرضي مكثف، تسبب عملية تكثيف الأساور العرضية في المقطع نوع من الضغط ثلاثي المحاور مما يرفع من كفاءة المقطع، وهذا يحسن من مطاوعته ويقلل من قسافة الخرسانة، إضافة إلى منع أسياخ التسليح الطولي من التثبيت.



الشكل (4-5) آلية تطور المفصل



الشكل (5-5) مخطط الانفعال والإجهاد للخرسانة المطوقة بعد انهيار طبقة التغطية

2-2-5 تصميم الإطارات بحيث تتشكل المفاصل اللدنة في أماكن محددة وذات تطويق للخرسانة:

يمكن للإطارات التي تحقق شروط المقاومة الدنيا وفق الكود، ألا تنهار نتيجة هزة زلزالية شديدة، إذا كان بإمكانها أن تتشوه بشكل لدن (مطاوع) من دون أن تفقد مقاومة عناصرها الإنشائية للقوى الجانبية، وطاقة تحملها للقوى الشاقولية، لذا، تكمن الفكرة

الأساسية في الإطارات بقدرتها على تبديد الطاقة نتيجة تشكّل مفاصل لدنة في جيزانها قبل تشكّلها في الأعمدة.

ولابدّ عند تصميم الأعمدة أن تُسلّح لتكون طاقة تحملها على الانعطاف أكبر من طاقة تحمل الجيزان المتّصلة بها، وأن يكون لكافة العناصر، من جيزان وأعمدة، مقاومة قصّ وإرساء مناسب للتسليح، بحيث يمكن لمقاطع الجيزان الوصول إلى طاقة تحملها اللدنة، لهذا يتمّ حصر تطوّر اللدنة في مناطق تكون فيها الخرسانة مطوّقة، لتتمكن من مقاومة العزوم اللدنة إضافةً للأحمال الشاقولية المصعدة، وتؤخذ قيمة للإجهاد في الفولاذ تبلغ $1,25f_y$ بحيث يعكس احتمالاً كبيراً لتشوّهات في فولاذ التسليح في مرحلة ما بعد المرونة، ممّا يساهم في خفض احتماليّة حدوث انهيار على القصّ قبل تشكّل المفصل اللدن، مع التأكيد على أن تمتلك الأعمدة المقاومة الكافية كي لا تصل إلى مرحلة الخضوع قبل وصول الجيزان إليها.

3-5 مجال استعمال الإطارات الخرسانية المسلّحة وفق المنطقة الزلزالية:

أورد الكود الأساس الاشتراطات اللازمة حين استعمال الإطارات المحليّة المتوسطة والجدران القصية في الباب السابع منه، وكذلك الإطارات والجدران التي تتوافق مع الكود الأمريكيّ ACI-318-08 والتي وردت في الملحق (ز) كما أوضح الملحق رقم 2/ الإطارات المحليّة الخاصة إضافةً لمقارنة مبسطة بين الإطارات العزميّة المحليّة والأمريكيّة (حسب ACI 318M-08 والملحق (ز)).

ويجدر التنويه إلى أنّ استعمال الدراسة المطوّرة الواردة في الملحق (ز)، ليس الزامياً (الطريقة الستاتيكيّة المطوّرة لحساب القوى الأفقيّة)، باستثناء ما ورد في الفقرة (ز-7) عن تصميم عقد الإطارات، وفي الفقرة (ز-9) عن جدران القص الخاصة وجوائز الربط بين الجدران، وفي الفقرة (ز-11) عن الديافرامات وفي الفقرة (ز-13) عن العناصر غير المصمّمة كجزء من الجملة المقاومة للقوى الزلزاليّة.

ولابد من التذكير أنّ طريقة حساب القصّ في الجيزان والأعمدة والعقد وتحقيق العقد لكافة أنواع الإطارات المحليّة والأمريكيّة متشابهة.

تستعمل الإطارات الخرسانية المسلّحة المساهمة في جملة مقاومة للقوى الأفقيّة

وفق الآتي:

1- في المنطقة الزلزالية 3، 2 يجب أن تكون كحدّ أدنى، إطارات مقاومة للعزوم من النوع المتوسط، ما عدا المباني التي يزيد ارتفاعها على 73m في المنطقة الزلزالية 3 حينها يجب استعمال إطارات من النوع الخاصّ.

2- في المناطق الزلزالية الأكبر من 3 يجب أن تكون إطارات خاصّة مقاومة للعزوم.

3- أمّا بالنسبة للإطارات العادية فقد ورد مجال استعمالها في كلِّ من الكود العربيّ السوريّ فسمّيت بالإطارات العادية المحليّة وسمّيت بالإطارات العادية المقاومة للعزوم في الملحق (ز) من الكود ذاته حيث:

- لا يسمح الكود العربيّ السوريّ بإدخال مساهمة الإطارات العادية المحليّة في مقاومة القوى الزلزالية حيث تستعمل في المنطقتين 0 و 1 حصراً لتحمل الحمولات الشاقولية فقط، مع جدران قصية تُحمل بكافة القوى الزلزالية.
- الملحق (ز) من الكود العربيّ السوريّ: يسمح كحدّ أدنى في المنطقة الزلزالية 1 باستعمال الإطارات العادية المقاومة للعزوم بحيث تحقّق الاشتراطات الواردة في الفقرة 1-4-5 الموضّحة في هذا الفصل (الفقرة 7-11-2 ص 185 من الكود الأساس)، إضافة للشروط الواردة وفق الملحق (ز) وفق الفقرة 5-5-1 (الفقرة (ز-2) ص 356 من الملحق (ز)).

4-5 شروط عامة لتصميم الإطارات من الخرسانة المسلحة:

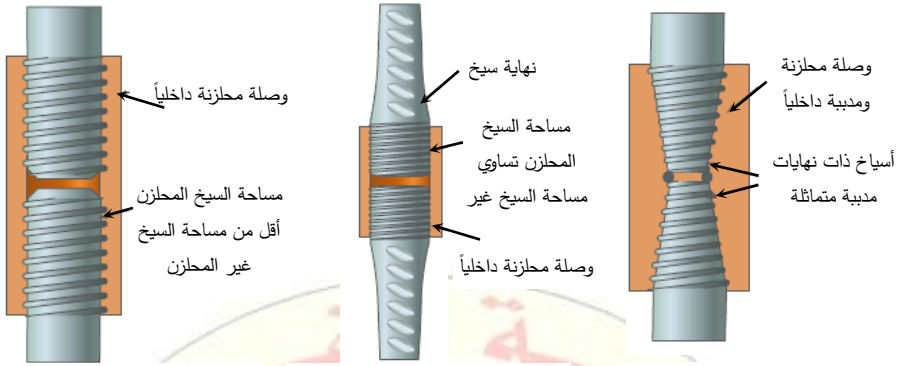
1- يجب أن تحقّق الإطارات المستعملة في المباني والمنشآت حتّى لو لم يتمّ إدخالها حسابياً كجزء من الجملة الإنشائية المقاومة للزلازل الاحتياطات والاشتراطات الدنيا الخاصّة بالجيزان والأعمدة، نظراً لأنّ عناصرها تخضع لحالة انعطاف مركّب أو منحرف لذلك لا بدّ من إجراء المقارنة الآتية لتحديد أسلوب عمل العنصر المدروس هل يعمل كعنصر خاضع لضغط مركزيّ أو كعنصر يعمل على الانعطاف، وذلك من أجل تحديد الاشتراطات الواجب تحقيقها فيه:

- إذا كان $N_U \leq 0, 1 \cdot f'_c \cdot A'_c$ يعامل كعنصر خاضع للانعطاف وتحقّق الاشتراطات المتعلّقة بالجيزان.
- إذا كان $N_U > 0, 1 \cdot f'_c \cdot A'_c$ يعامل كعنصر خاضع للضغط المركزيّ وتحقّق الاشتراطات المتعلّقة بالأعمدة ذات التسليح العرضيّ العاديّ أو الحلزونيّ.

- 2- يجب أن يُستعمل في عناصر الإطار المتوسط خرسانة لا تقل مقاومتها المميزة الأسطوانية على الضغط عن $f'_c \geq 180 \text{ kg/cm}^2$ ، وفي عناصر الإطار الخاص خرسانة لا تقل مقاومتها المميزة الأسطوانية على الضغط عن $f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$.
- 3- يمكن استعمال أي نوع من أنواع فولاذ التسليح ذي حدّ الخضوع ما بين $(2400 - 4000 \text{ kg/cm}^2)$ ، وفي حال كان حدّ الخضوع أكبر من ذلك نعتمد القيمة 4000 kg/cm^2 في الحسابات، ويجب ألاّ تزيد العينات ذوات إجهاد خضوع أكبر من 4600 kg/cm^2 عن 5% من العينات المختبرة (الرجوع للملاحظة 3 من الجدول (1-4) في الكود الأساس ص 42 لمزيد من التفصيل)، وبشرط ألاّ تقل مقاومة الشدّ عند الانقطاع عن $1,25f_y$ وألاّ تقل الاستطالة عند الانقطاع عن 12%.
- 4- لا تتجاوز القيمة الفعلية لحدّ الخضوع الناتجة عن تجارب مصنع الفولاذ قيمة حدّ الخضوع f_y المعتمدة في التصميم بأكثر من 600 kg/cm^2 ، إنّ استعمال تسليح طوليّ ذي مقاومة تزيد بصورة ملحوظة على مقاومة الفولاذ المستعمل في التصميم، سوف يؤدي إلى زيادة في إجهادات القصّ وإجهادات التماسك، حين تطوّر الإجهادات في التسليح للوصول إلى حدّ الخضوع، إذ يمكن أن تؤدي هذه الظروف إلى انهيارات هشة في التماسك أو القصّ، وهو ما يجب تفاديه، حتّى لو كان مثل هذا الانهيار يمكن أن يحصل عند مستوى قوى أعلى من القوى المعتمدة في التصميم، لهذا فقد جرى وضع سقف للقيمة الفعلية لحدّ الخضوع في فولاذ التسليح.

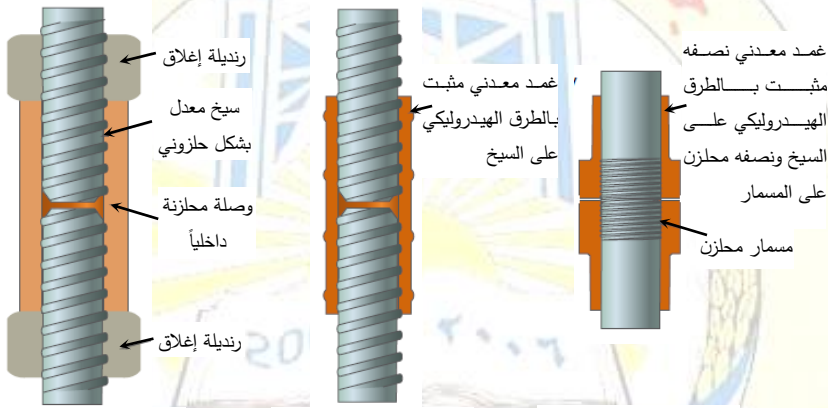
5-4-1 وصل الأسياخ على الانعطاف في الإطارات:

في الكثير من الأحيان تقتضي الضرورة المعمارية وحسب وظيفة المنشأ أن تكون مجازات الفتحات في الإطارات أو أطوال أعمدتها كبيرة، إضافة إلى أنّ تغيير مساحات التسليح بين الطوابق وكذلك قيم التسليح في الفتحة الواحدة تستدعي تغيير أقطار التسليح لتحقيق مساحة التسليح المطلوبة، ومن المعلوم أنّ أطوال أسياخ التسليح تتراوح بين (11,8-12m)، مما يجعل وصل الأسياخ ضرورة إنشائية، لذا يُسمح في الاطارات بوصل فولاذ التسليح على الانعطاف بالتراكب (lap splice)، أو باستعمال الوصلات الميكانيكية وتبين الأشكال (5-6)، (5-7)، (5-8) تفاصيل وأنواع الوصلات الميكانيكية كما وردت في ملحق الكود رقم 3/.



نموذج /a-1/ الوصلات المحلزنة المتماثلة نموذج /b-1/ الوصلات المحلزنة المتماثلة نموذج /2/ الوصلات المحلزنة المدببة

الشكل (5-6) نماذج الوصلات الميكانيكية رقم (1)، (2)

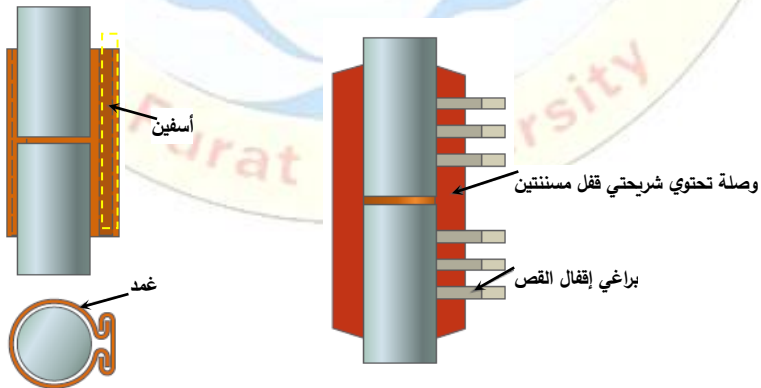


نموذج /3/ الوصلات المحلزنة على كامل طول السيخ

نموذج /4/ الوصلات الغمدية المعدنية المثبتة بالطرق

نموذج /5/ الوصلات المحلزنة المثبتة بالطرق الهيدروليكي

الشكل (5-7) نماذج الوصلات الميكانيكية رقم (3)، (4)، (5)



نموذج /6/ وصلات أسفين الإغلاق

نموذج /7/ وصلات ذات براغي القص والسرج المسنن

الشكل (5-8) نماذج الوصلات الميكانيكية رقم (6)، (7)

وطالما أنّ الإطارات سواء من النوع المتوسط أو الخاص لها ترتيبات تسليح خاصة بها، فهذا بدوره يعني مزيد من الاشتراطات الخاصة بالتسليح الطولي وكذلك العرضي في مناطق التراكب أو الوصل الميكانيكي، والتي سيرد ذكرها في هذا الفصل.

5-5 تصميم الإطارات المحلية من الخرسانة المسلحة وفق الكود الأساس

والملاحق /2/ :

1-5-5 تصميم الإطارات العادية المحلية:

كما ذكر سابقاً هي إطارات مقاومة للأحمال الشاقولية فقط، لا تحقق الاشتراطات والتفصيلات الخاصة بمتطلبات سلوك الممطولية (المطاوعة)، لذلك يُسمح باستعمالها في المناطق الزلزالية 1, 0 فقط مع وجود جملة جدران قصية لمقاومة القوى الزلزالية، ويجب أن تحقق عناصرها (الجيزان والأعمدة) الشروط الخاصة بالجيزان والأعمدة الواردة في الباب السابع من الكود الأساس وسنوردها كالاتي:

1-1-5-5 اشتراطات التسليح الخاصة بالجيزان:

- 1- يجب ألا يقل التسليح الموجب عند وجه المسند عن 1/3 التسليح السالب عند وجه المسند ذاته.
- 2- يجب ألا يقل التسليح السالب أو الموجب في كل قطاع ضمن مجاز الجائز عن 1/5 من التسليح الأكبر عند كل من المسندين.
- 3- لا تزيد المسافة بين الأساور عن d/2 للجيزان المتدلية وعن 3/4d للجيزان المخفية، حيث d يمثل العمق الفعال لمقطع جائز الإطار.
- 4- لا يزيد التباعد S₁ بين الأساور المتجاورة عند كل من نهايتي جائز الإطار بدءاً من وجه الاستناد (لمسافة لا تقل عن ضعف ارتفاع الجائز) على القيمة الأصغر من:

$$S_1 \leq \min\left(\frac{d}{3}; 10\phi_{\min}; 25\phi_t; 25\text{cm}\right)$$

ϕ_{\min} : أصغر قطر تسليح طولي مستعمل محصور بالأساور، ϕ_t : قطر الأسواره.

2-1-5-5 اشتراطات التسليح الخاصة بالأعمدة:

- 1- يجب ألا يزيد التباعد S₀ بين الأساور المتجاورة في العمود بدءاً من وجه عقدة الإطار القيمة الأصغر بين القيم الآتية، حيث a: البعد الأصغر لمقطع عمود الإطار:

$$S_0 \leq \min\left(\frac{2}{3}a; 10\phi_{\min}; 25\phi_t; 20\text{cm}\right)$$

2- تباعد الأساور خارج المنطقتين المجاورتين للعقدتين في العنصر يجب ألا تزيد عن $2S_0$ ولا عن 20cm في جميع الحالات.

2-5-5 تصميم الإطارات المتوسطة المحلية المقاومة للعزوم:

يسمح باستعمال هذا النوع من الإطارات في جميع المناطق الزلزالية ما عدا المنطقة الزلزالية 4، وما عدا المباني التي يزيد ارتفاعها على 73m في المنطقة الزلزالية 3 حينها يجب استعمال إطارات من النوع الخاص، ويحدد معامل المبطولية R عند استعمال جملة إطارية متوسطة مقاومة للعزوم محلية من الجدول المبسط (3-6)، (الجدول (4-1) ص 85 في ملحق الكود رقم /2/). إن القيم الواردة في هذا الجدول تقريبية، وتتطلب ظروف تنفيذ جيدة للإطارات أو من الجدول الموسع رقم (3-8)، (يمثل جزء من الجدول (3-6) ص 55 في ملحق الكود رقم /2/) وذلك بحالة ظروف تنفيذ مثالية وبضمان المهندس الدارس والمنفذ والمشرف، ويجب أن تحقق عناصرها الشروط الواردة في الكود الأساس وفق ما هو مبين في الأشكال (5-10)، (5-11)، (5-12)، أو الملحق (ز) من الكود الأساس وفق ما هو مبين في الشكل (5-21)، وستوضح اشتراطات تصميم عناصر الإطار المتوسط المحلي كما وردت في الكود الأساس كالاتي:

2-5-5-1 اشتراطات البعدية لعناصر الإطار المتوسط المحلي:

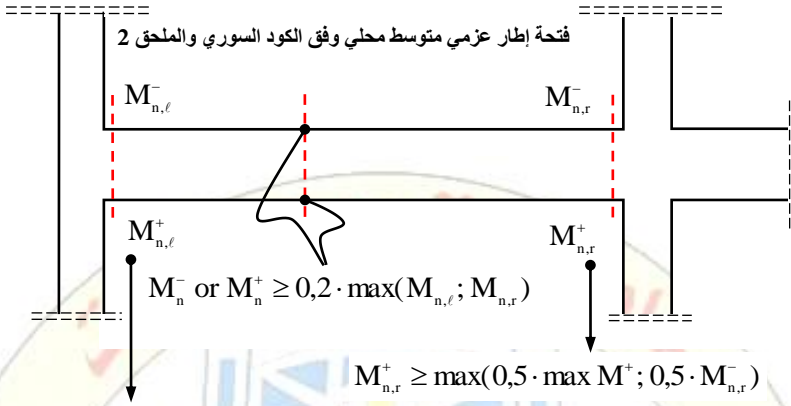
- 1- يفضل أن يكون عرض عمود الإطار ذي الجيزان المتدلّية أكبر \leq عرض الجائز.
- 2- يجب ألا تقل مساحة المقطع العرضي للأعمدة عن 900cm^2 ، أي ألا تقل أبعاد العمود عن (20x45cm) أو (25x35cm) أو (30x30cm)، وإذا كان العمود دائرياً لا يقل القطر عن 35cm.

3- يفضل ألا تزيد نسبة الارتفاع الكلي لجائز الاطار على عرضه عن 4 أي: $\frac{h}{b_w} \leq 4$

2-5-5-2 اشتراطات التسليح للعناصر المعرضة للانعطاف:

تطبق هذه الاشتراطات على عناصر الاطارات المتوسطة المحلية التي تصمم بشكل رئيس لمقاومة عزوم الانعطاف حيث $N_U \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$

1- يجب ألا يقلّ التسليح الناتج عن العزم الموجب عند وجه المسند عن نصف التسليح الرئيس الموجب، ولا عن نصف التسليح الرئيس السالب عند وجه المسند ذاته.



$$M_{n,\ell}^+ \geq \max(0,5 \cdot \max M^+; 0,5 \cdot M_{n,\ell}^-)$$

2- يجب ألا يقلّ مساحة التسليح السالب (أو مساحة أسياخ التعليق) ومساحة التسليح الموجب في أيّ مقطع ضمن مجاز الجائز عن (0,2) من التسليح الأكبر عند أيّ من مسندي هذا الجائز (سواء السالب أم الموجب).

3- لا يزيد التباعد بين الأساور المتجاورة عند كلّ من نهايتي جائز الإطار (وتمتد لمسافة لا تقلّ عن ضعف ارتفاع الجائز) على القيمة الأصغر بين القيم الآتية:

$$S_2 \leq \min\left(\frac{d}{2}; 10\phi_{\min}; 25\phi_t; 25\text{ cm}\right) \quad S_2 \leq \min\left(\frac{2}{3}d; 10\phi_{\min}; 25\phi_t; 25\text{ cm}\right)$$

للجائز المتدلي

للجائز المخفي

3-2-5-5 اشتراطات التسليح للعناصر المعرضة للإنعطاف المركب:

تطبّق هذه الاشتراطات على عناصر الإطارات المتوسطة المحلية التي تصمّم

بشكل رئيس لمقاومة العزوم المترافقة مع قوى محوريّة حيث $N_U > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$.

1- يجب ألا يزيد التباعد بين الأساور المتجاورة في العمود بدءاً من وجه وصلة الإطار

القيمة الأصغر بين القيم الآتية (a البعد الأصغر لمقطع العمود):

$$S_0 \leq \min\left(\frac{a}{2}; 10\phi_{\min}; 20\phi_t; 15\text{ cm}\right)$$

2- التباعد بين الأساور في بقية ارتفاع العمود:

$$10\text{ cm} \leq S_1 \leq \min(a; 15\phi_{\min}; 25\text{ cm})$$

3- تكتف الأساور ضمن منطقة الارتفاع المشترك لاتصال العمود مع البلاطات، ومع الجيزان المتصلة بالعقدة، إلا إذا كان العمود مطوقاً بجيزان من الأطراف الأربعة على الأقل يقل عرض أي جائر منها عن 2/3 من بعد العمود باتجاه عرض الجائر المطوق.

5-5-3 تصميم الإطارات الخاصة المحلية المقاومة للعزوم:

يسمح باستعمال هذه الإطارات في كافة المناطق، ويكون استعمالها ضرورياً في المناطق ذات الشدة الزلزالية الأكبر من 3، وعند استعمال جملة إطارية خاصة محلية مقاومة للعزوم يحدد معامل الممطولية R من الجدول (3-7)، (الجدول (4-2) ص 86 في ملحق الكود /2/، إن القيم الواردة في هذا الجدول تقريبية، وتتطلب ظروف تنفيذ جيدة للإطارات أو من الجدول الموسع رقم (3-8)، (يمثل جزء من الجدول (3-6) ص 55 في ملحق الكود رقم /2/) وذلك بحالة ظروف تنفيذ مثالية وبضمان المهندس الدارس والمنفذ والمشرّف، ويجب أن تحقق عناصرها (الجيزان والأعمدة) الشروط الواردة في ملحق الكود /2/ وفق ما هو مبين في الأشكال (5-13)، (5-14)، (5-15)، أو الملحق (ز) من الكود الأساس وفق ما هو مبين في الشكل (5-21) وستعرض اشتراطات تصميم عناصر الاطار الخاص المحلي كما وردت في ملحق الكود /2/ كالاتي:

5-5-3-1 الاشتراطات البعدية لعناصر الإطار الخاص المحلي:

1- يجب ألا يقل أصغر بعد للعمود عن 25cm ولا تقل مساحة مقطعه العرضي عن 900cm^2 .

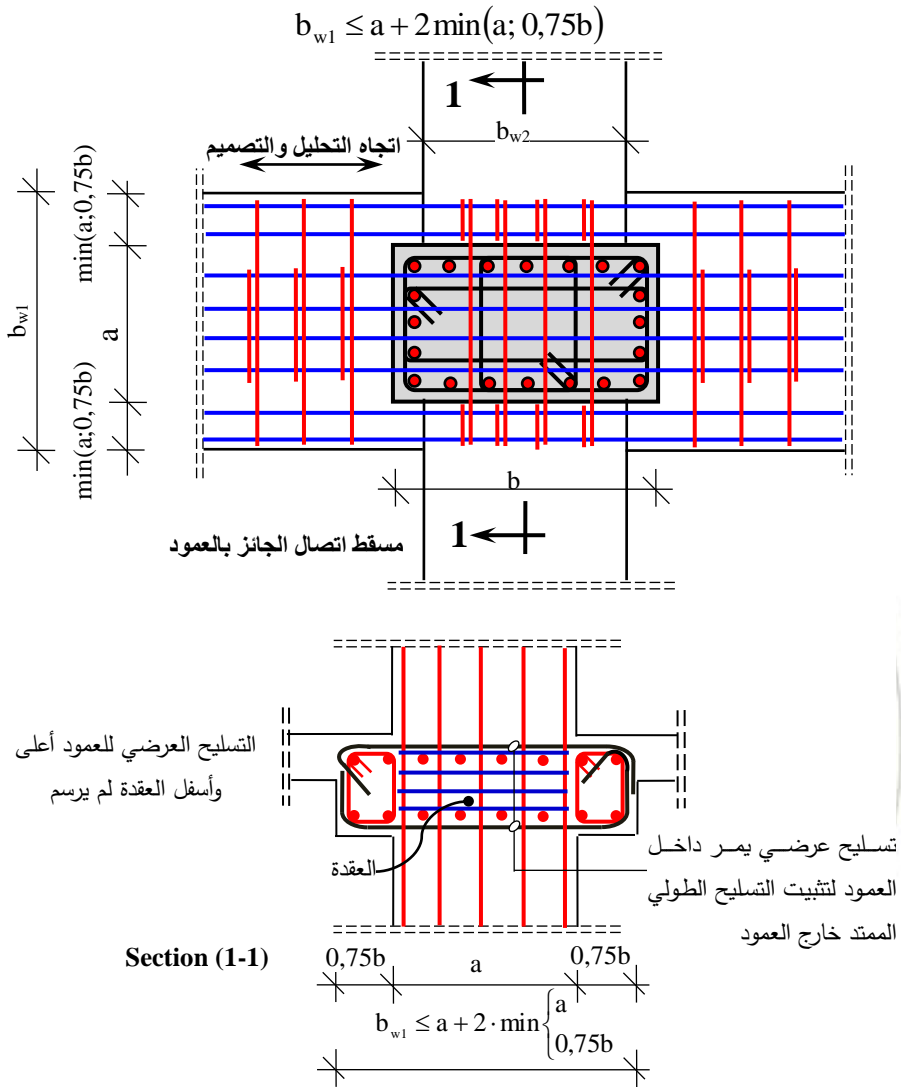
2- يجب ألا يقل المجاز الصافي (مسافة الضوء) l_n لفتحة الإطار عن 4 مرات ارتفاعه الفعال أي $l_n \geq 4 \cdot d$.

3- يفضل أن يكون عرض عمود الإطار ذي الجيزان المتدلية أكبر \leq عرض الجائر.

4- يجب ألا يقل عرض جائر الإطار المدروس عن الأكبر بين القيمتين الآتيتين:

$$b_w \geq \max \begin{cases} 20\text{cm} \\ 0,3h \end{cases}$$

5- يجب ألا يزيد عرض المقطع العرضي لجائر الاطار b_{w1} ، عن عرض الاستناد للمقطع العرضي لعمود الإطار a مضافاً إليه من كل طرف القيمة الأصغر من عرض الاستناد للمقطع العرضي للعمود a، حيث $0,75b$ عرض استناد العمود الموازي للجائر، انظر الشكل (5-9)، أي يجب أن يحقق عرض جائر الإطار المتراجعة:



الشكل (9-5) شروط عرض جوائز الإطار

2-3-5-5 اشتراطات التسليح للعناصر المعرضة للانعطاف:

تطبق هذه الاشتراطات على عناصر الاطارات الخاصة المحلية التي تصمّم بشكل رئيس

$$\text{لمقاومة عزوم الانعطاف حيث } N_U \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$$

- 1- يجب ألا يقلّ التسليح الناتج عن العزم الموجب عند وجه المسند عن نصف التسليح الرئيس الموجب، ولا عن نصف التسليح الرئيس السالب عند وجه المسند ذاته.

2- يجب ألا تقل مساحة التسليح السالب (أو مساحة أسياخ التعليق) في أي مقطع ضمن مجاز الجائز عن (1/5) من التسليح الأكبر عند أي من مسندي هذا الجائز.

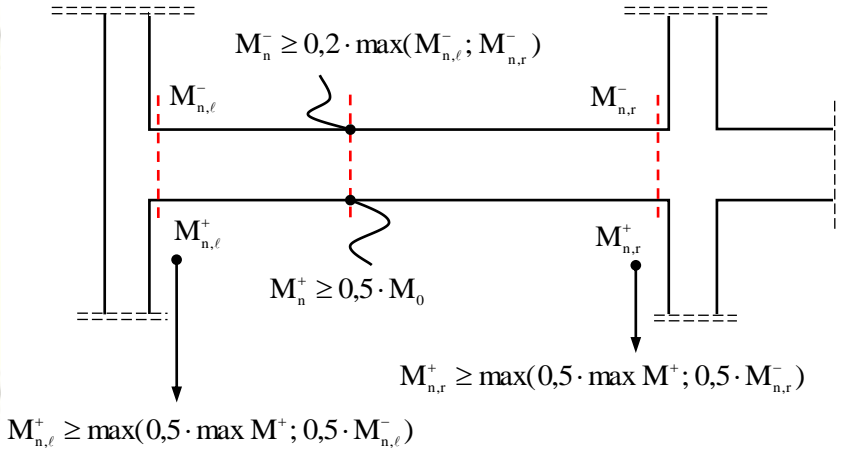
3- لا يزيد التباعد S_1 بين الأساور المتجاورة عند كل من نهايتي جائز الإطار (لمسافة لا تقل عن ضعف ارتفاع الجائز) على القيمة الأصغر بين القيم الآتية:

$$S_2 \leq \min\left(\frac{d}{3}; 8\phi_{\min}; 20\phi_t; 20\text{cm}\right)$$

$$S_2 \leq \min\left(\frac{d}{2}; 8\phi_{\min}; 20\phi_t; 20\text{cm}\right)$$

4- في حال تجاوزت القوة المحورية المطبقة المصعدة على الجائز القيمة $N_u \geq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$ ، يعالج العنصر كعمود.

فتحة إطار عزمي خاص محلي وفق الكود السوري والملحق 2



3-3-5-5 اشتراطات التسليح للعناصر المعرضة للانعطاف المركب:

تطبق هذه الاشتراطات على عناصر الإطارات الخاصة المحلية التي تصمم بشكل

رئيس لمقاومة العزوم المترافقة مع قوى محورية حيث $N_u > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$.

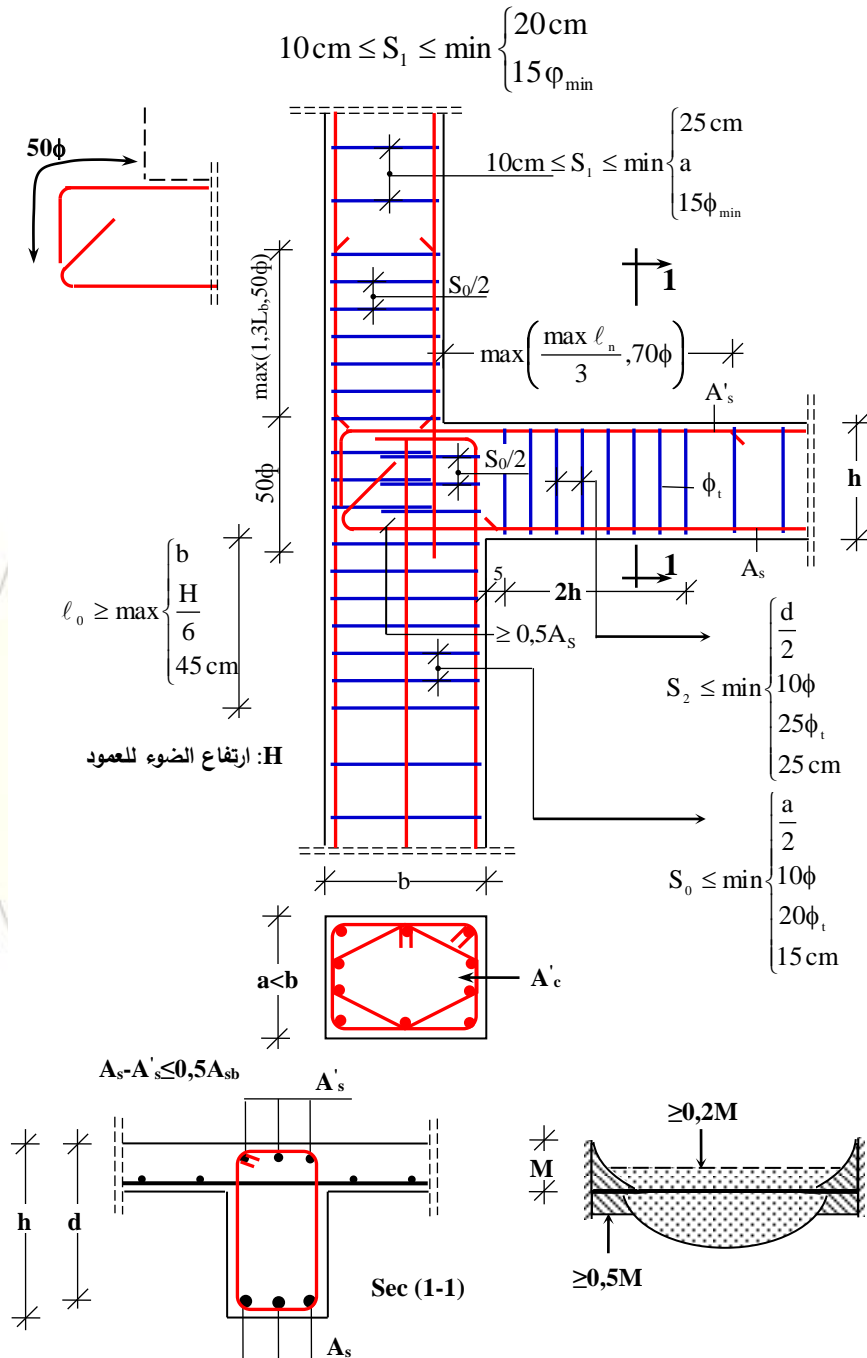
1- يجب ألا يزيد التباعد بين الأساور المتجاورة في العمود بدءاً من وجه وصلة الإطار

القيمة الأصغر بين القيم الآتية: $S_0 \leq \min\left(\frac{a}{3}; 8\phi_{\min}; 20\phi_t; 10\text{cm}\right)$

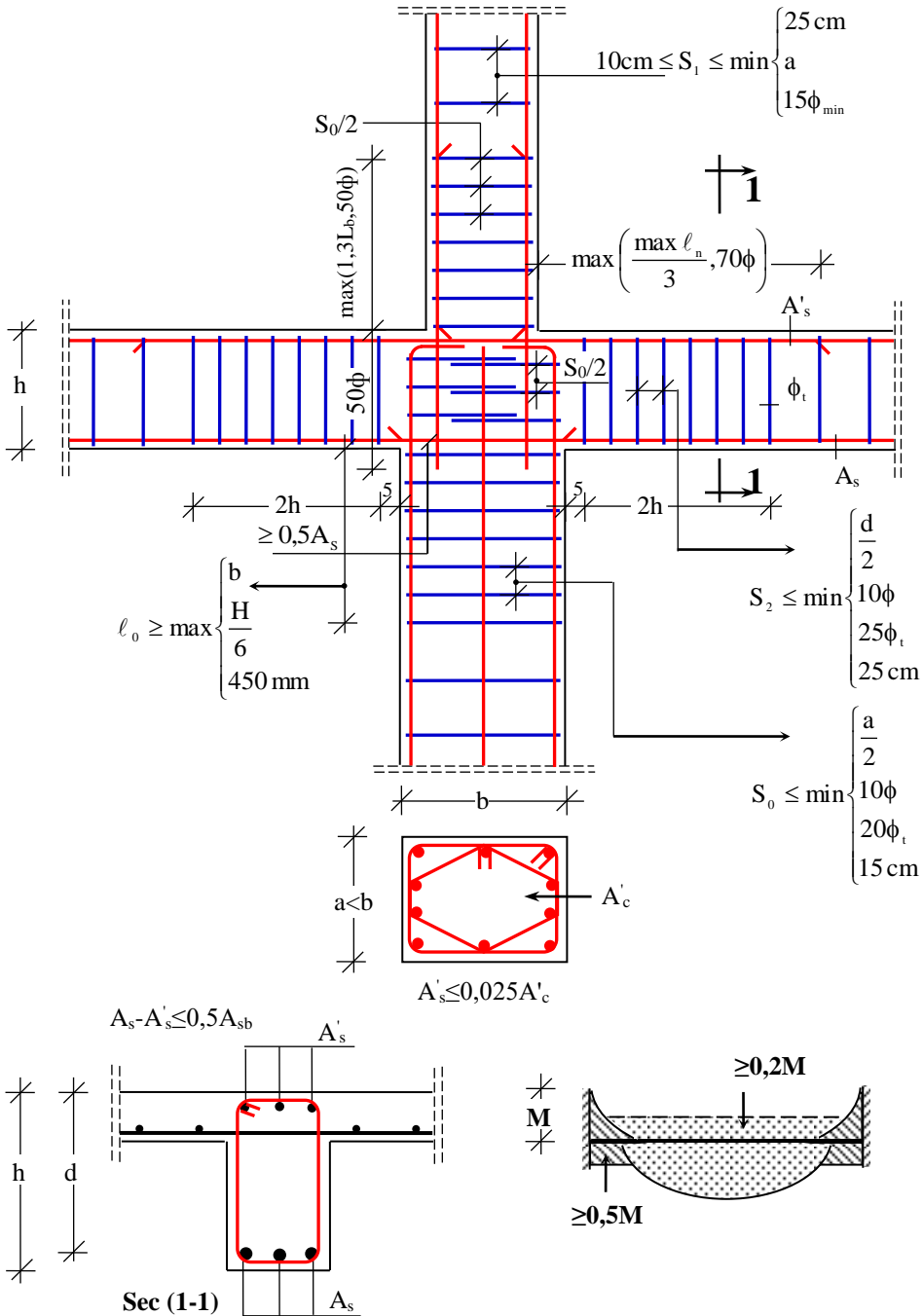
ϕ_{\min} : قطر السبخ الأصغر للتسليح الطولي المحصور بالأساور.

ويجب أن توزع على مسافة بدءاً من أعلى أو أسفل الجائز، لا تقل عن ℓ_0 .

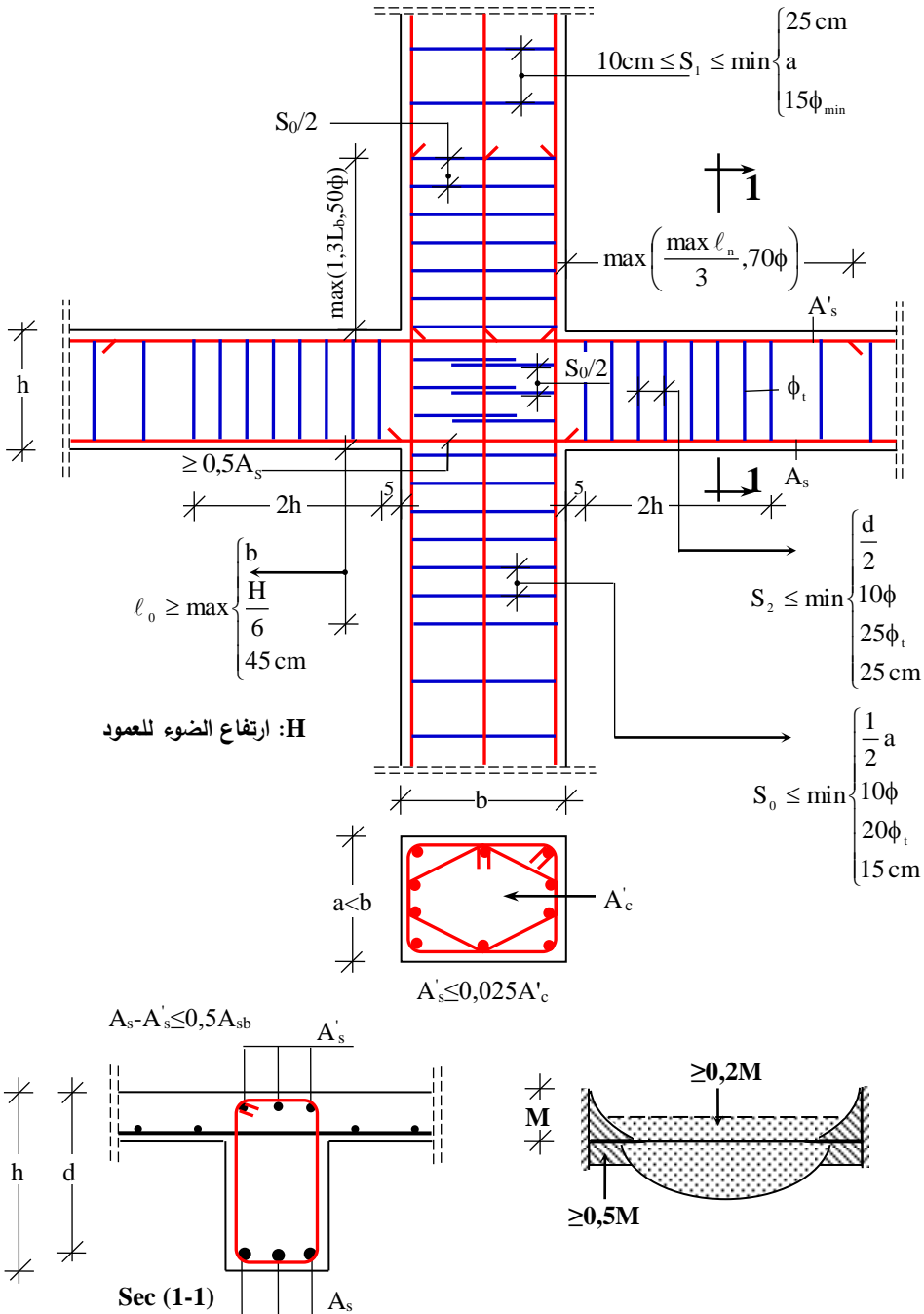
2- يجب ألا تزيد المسافة بين الأساور في بقية ارتفاع العمود عن:



الشكل (10-5) تفصيله لتسليح عقدة طرفية في الإطار العزمي المتوسط المحلي لعمود ذي أبعاد متغيرة للطوابق، (الأعمدة مدخلة في مقاومة الزلازل في مناطق ذات شدة زلزالية عالية¹)، المرجع [8].

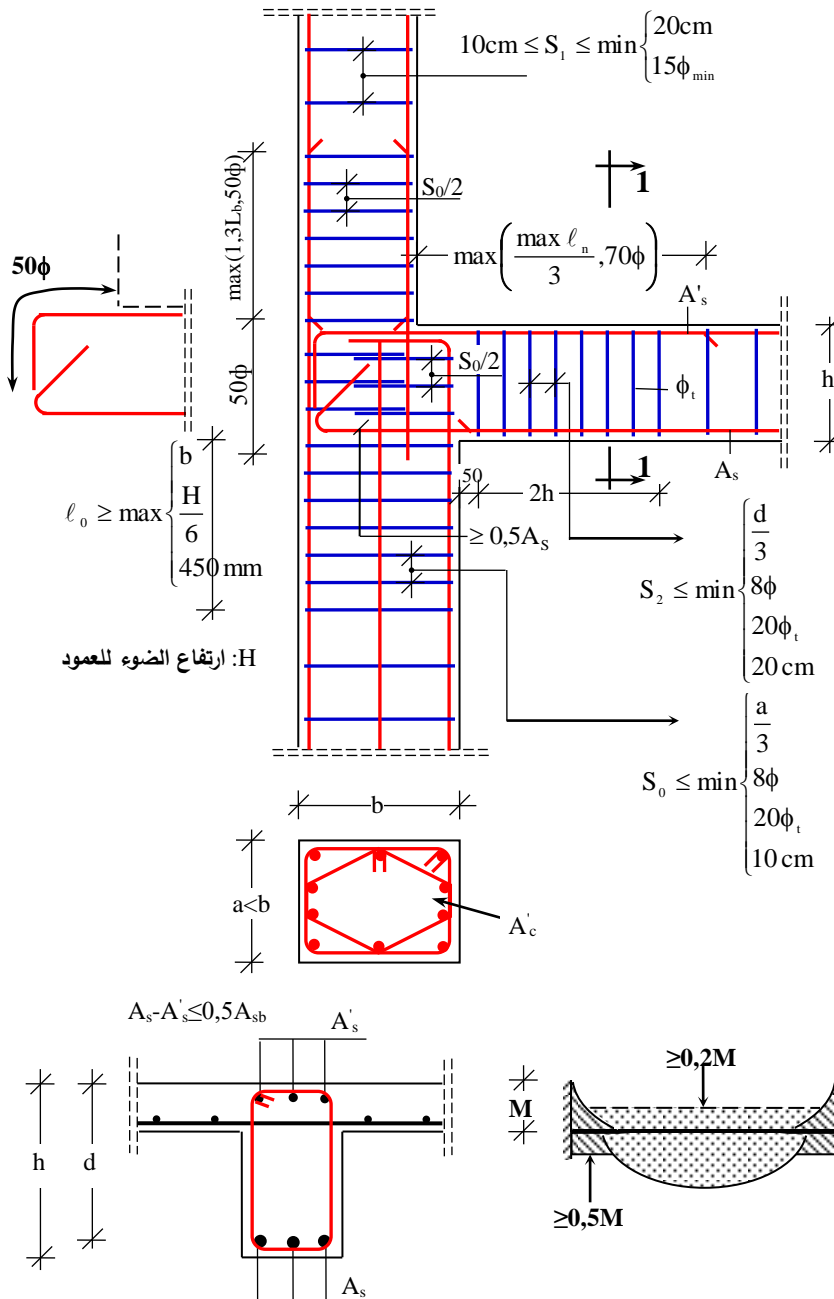


الشكل (11-5) تفصيله لتسليح عقدة داخلية في الإطار العزمي المتوسط المحلي لعمود ذي أبعاد متغيرة للطوابق، (الأعمدة مدخلة في مقاومة الزلازل في مناطق ذات شدة زلزالية عالية¹)، المرجع [8].



الشكل (12-5) تفصيله لتسليح عقدة داخلية في الإطار العزمي المتوسط المحلي لعمود ذي أبعاد ثابتة للطوابق، الأعمدة مدخلة في مقاومة الزلازل في مناطق ذات شدة زلزالية عالية¹، المرجع [8].

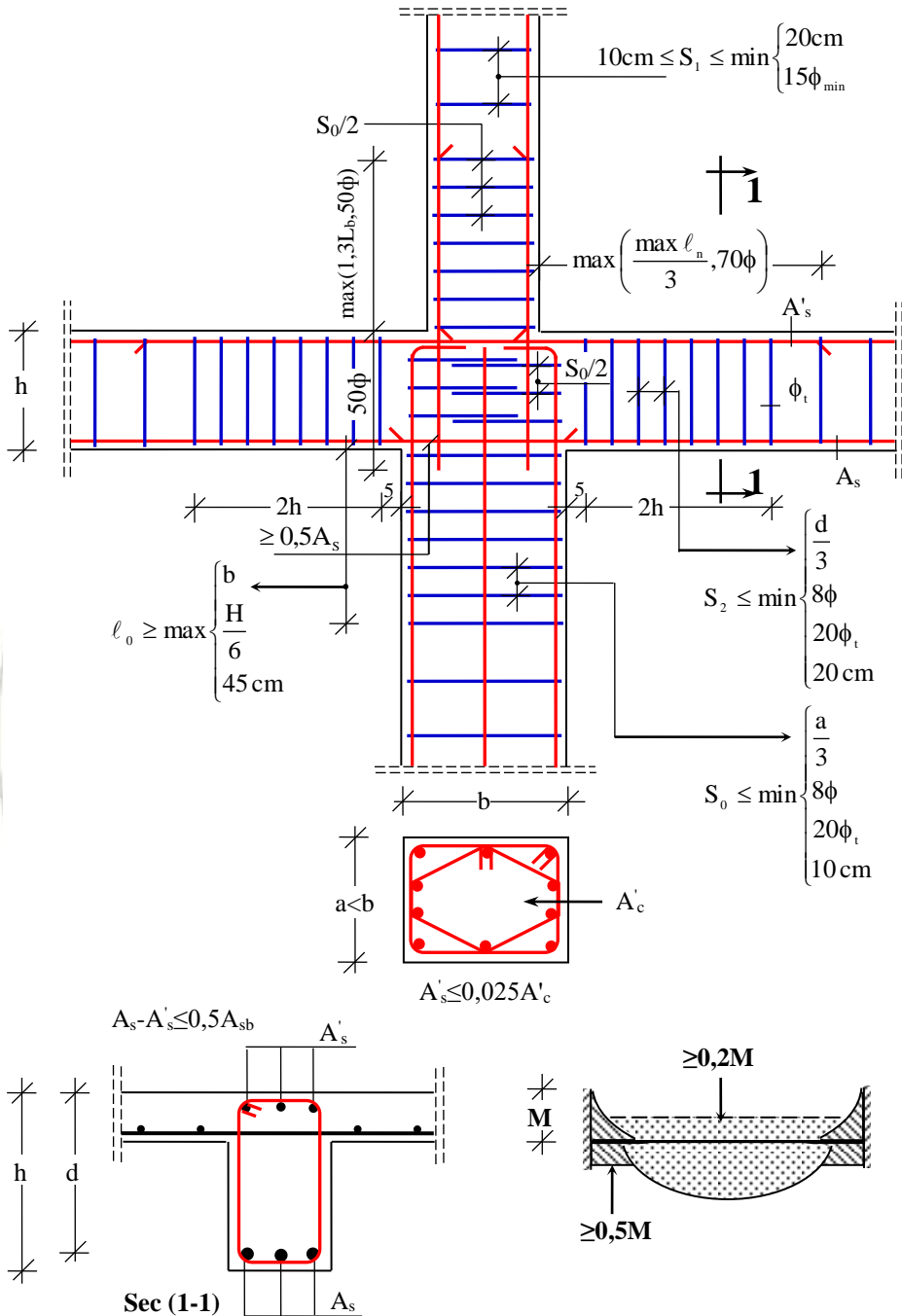
¹ : ذات شدة زلزالية $Z \leq 0,3$ ، وتصبح من أجل الأبنية ذات الارتفاع الأكبر من 73 m : $Z < 0,3$



Sec (1-1)

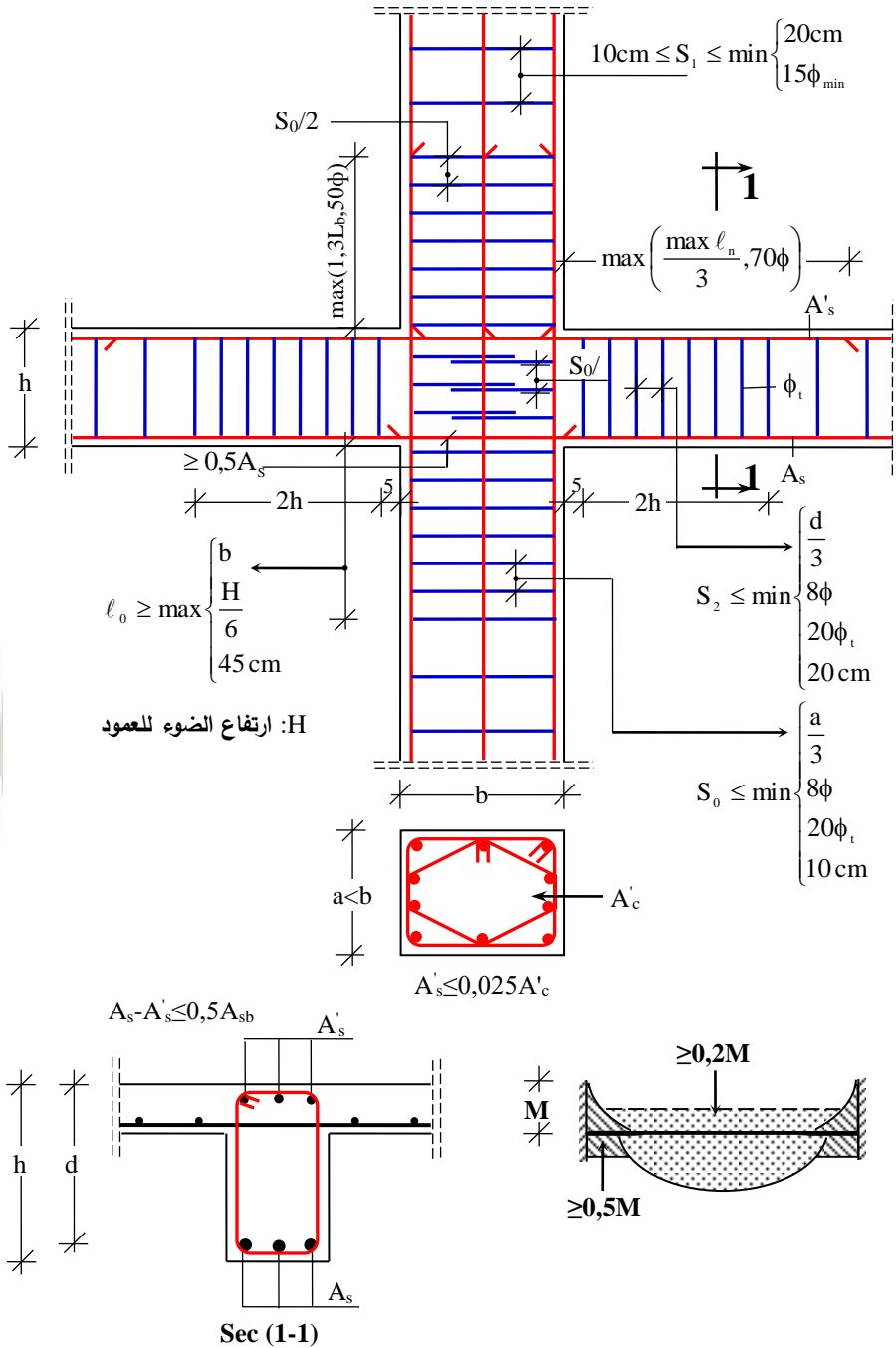
الشكل (13-5) تفصيله لتسليح عقدة طرفية لإطار عزمي خاص محلي

في مناطق ذات شدة زلزالية عالية II، أبعاد العمود متغيرة، المرجع [8]



الشكل (14-5) تفصيله لتسليح عقدة داخلية لإطار عزمي خاص محلي

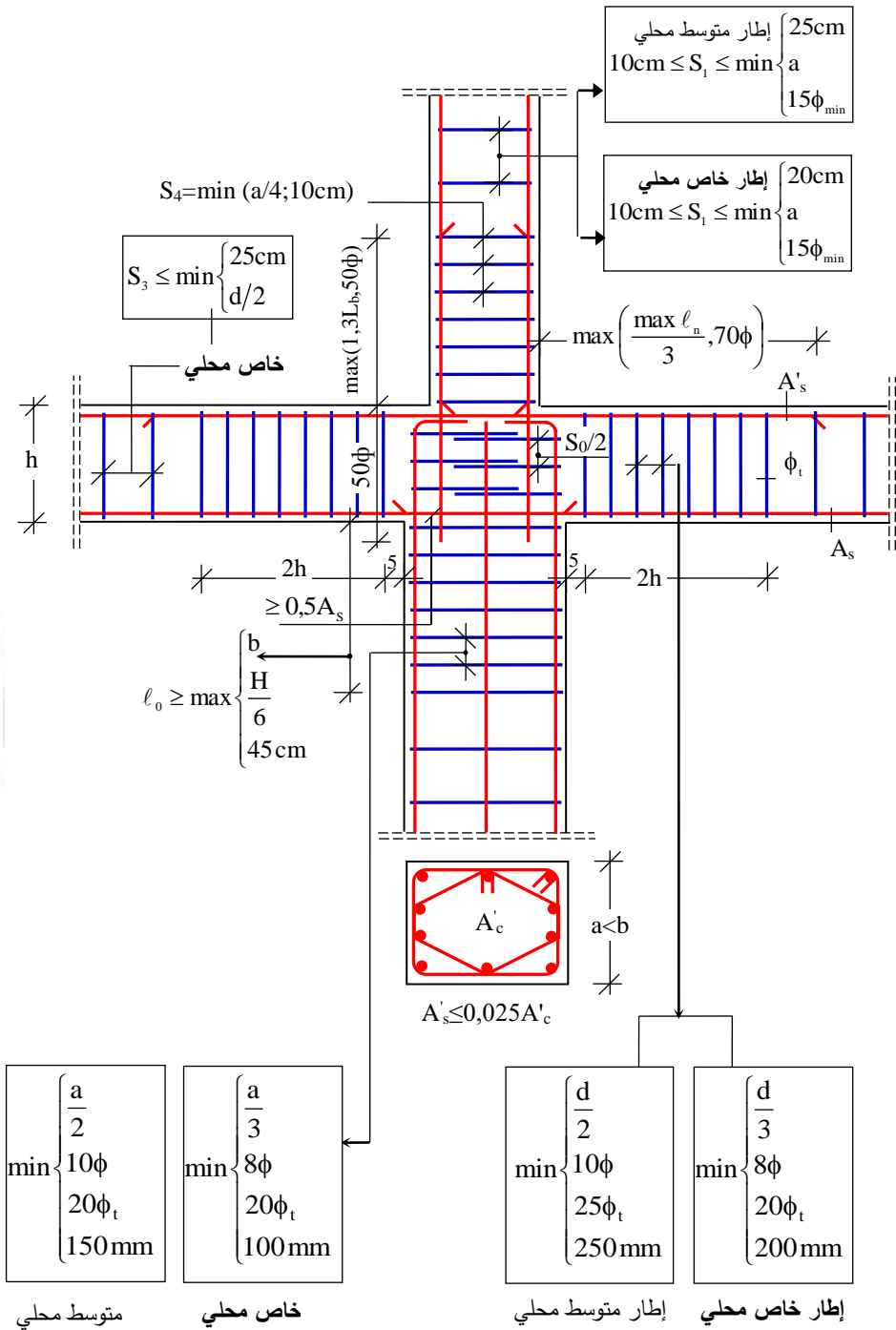
في مناطق ذات شدة زلزالية عالية^{II}، أبعاد العمود متغيرة، المرجع [8]



الشكل (15-5) تفصيله لتسليح عقدة داخلية لإطار عزمي خاص محلي،

في مناطق ذات شدة زلزالية عالية II، أبعاد العمود ثابتة، المرجع [8]

II: $Z = 0,3$ من أجل الأبنية ذات الارتفاع الأكبر من 73 m : $Z > 0,3$ للأبنية ذات الارتفاع الأقل من ذلك



الشكل (5-16) مقارنة بين الإطارات العزمية المحلية المتوسطة والخاصة وفق الكود الأساس والملحق /2/

من أجل أبعاد العمود متغيرة، المرجع [8]

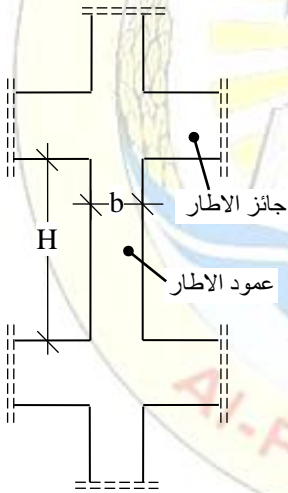
6-5 تصميم الإطارات من الخرسانة المسلحة وفق الملحق (ز) من الكود

الأساس (المنبثق عن الكود الأمريكي ACI 318-08):

1-6-5 تصميم الإطارات العزمية العادية:

ذُكر سابقاً أنها إطارات مقاومة للعزوم وتختلف عن مثيلاتها وفق الكود الأساس بأنه يتم إدخال مساهمتها على تحمّل القوى الزلزالية وهي جزء من الجملة الإنشائية المقاومة للزلزال، لكنها تستعمل فقط في المناطق الزلزالية 1 ، 0، وتحقق الاشتراطات والتفاصيل الخاصة بمتطلبات سلوك الممطولية (المطاوعة)، ويجب أن تحقق عناصرها (الجيزان والأعمدة) الشروط الخاصة بالجيزان والأعمدة الواردة في الباب السابع من الكود الأساس والتي ذُكرت في البند 1-4-5، إضافة لذلك يجب أن تتحقق الشروط الآتية:

1- يجب أن تزود جيزانها على الأقلّ بسيخين طوليين مستمرّين في أعلى وأسفل مقطع الجائز، ويجب أن تستمرّ هذه الأسياخ لما بعد وجه استناد جائز الإطار، بحيث تصل لمقاومتها الكاملة عند وجه المسند.



2- إذا كان الارتفاع الحر (ارتفاع الضوء للعمود) أقل أو يساوي خمس مرات بعد العمود باتجاه الاطار أي $H \leq b$ ، عندها يجب أن يصمم العمود لمقاومة القصّ وفق الفقرة (6-5).

3- تُطبق الشروط الواردة في الباب الرابع من الكود الأساس والواردة في الملحق (ز) منه في الفقرة ز-1-5-2 والخاصة بفولاذ التسليح المستعمل لهذه الإطارات والجدران والبلاطات والأساسات وباقي العناصر الإنشائية وذلك لمزيد

من الأمان في منشآت الجمهوريّة العربيّة السوريّة، ولتجنب استعمال أكثر من نوع من الفولاذ العاليّ المقاومة في المشروع الواحد لخطورة حدوث أخطاء تنفيذيّة تنجم عن هذا الاستعمال، علماً بأنّ استعمال النوع الأدنى لن يكون له تأثير يذكر في الكلفة.

2-6-5 تصميم الإطارات العزمية المتوسطة:

يسمح باستعمال هذا النوع من الإطارات في جميع المناطق الزلزالية ما عدا المنطقة الزلزالية 4، وما عدا المباني التي يزيد ارتفاعها على 73m في المنطقة الزلزالية 3

حينها يجب استعمال إطارات من النوع الخاص، ويحدّد معامل الممطولية R عند استعمال جملة إطارية متوسطة مقاومة للعزوم محلية من الجدول المبسط (3-6)، (الجدول (4-1) ص 85 في ملحق الكود رقم /2/، إن القيم الواردة في هذا الجدول تقريبية، وتتطلب ظروف تنفيذ جيدة للإطارات، أو من الجدول الموسع رقم (3-8)، (يمثل جزء من الجدول (3-6) ص 55 في ملحق الكود رقم /2/) وذلك بحالة ظروف تنفيذ مثالية وبضمان المهندس الدارس والمنفذ والمشرف، ويجب أن تحقق عناصرها (الجزان والأعمدة) الشروط الواردة في الملحق (ز) من الكود الأساس وفق ما هو مبين في الشكل (5-21)، ستستعرض الاشتراطات للإطار المتوسط المقاوم للعزوم (كما وردت في الملحق (ز) من الكود الأساس) كالآتي:

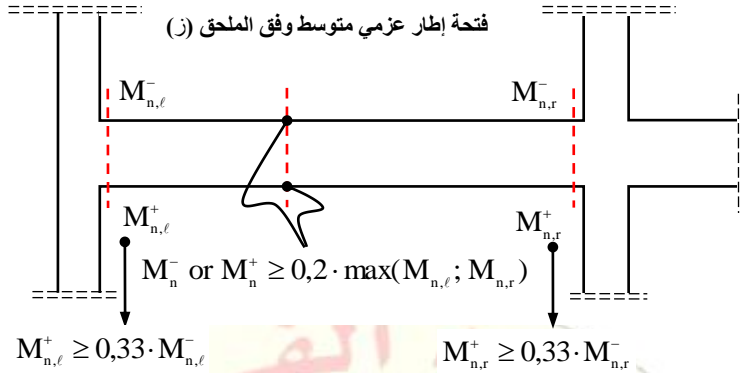
ملاحظة: لم يرد في الملحق (ز) من الكود الأساس ما يخص الاشتراطات البعدية للإطارات المتوسطة المقاومة للعزوم سواء للجزان أو الأعمدة لذلك سيُعمد على الشروط نفسها الواردة في الإطارات الخاصة المقاومة للعزوم والتي سيتم شرحها لاحقاً.

5-6-2-1 اشتراطات العناصر المعرضة للانعطاف:

تطبق هذه الاشتراطات على عناصر الاطارات المتوسطة التي تصمّم بشكل رئيس لمقاومة عزوم الانعطاف حيث $N_U \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$.

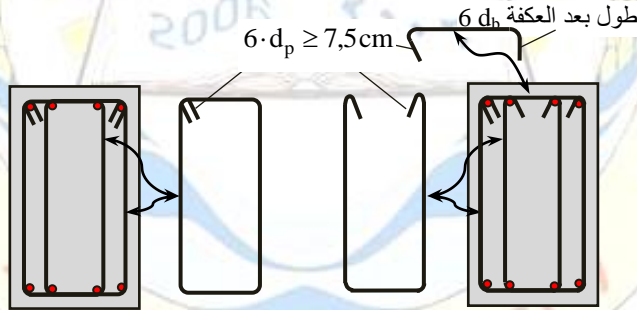
أولاً التسليح الطولي:

- 1- يجب ألا تزيد نسبة التسليح عن 0,04 (وفق الكود الأمريكي ACI318) وأن يزود الجانز بسيخين مستمرين من الاعلى والأسفل.
- 2- يجب ألا تقلّ طاقة تحمّل الجانز للعزم الموجب عند وجه العقدة، عن ثلث طاقة تحمّل الجانز للعزم السالب عند ذلك الوجه للعقدة، كما لا تقلّ طاقة تحمّل العزم الموجب أو طاقة تحمّل العزم السالب لأيّ مقطع على امتداد طول الجانز عن خمس طاقة تحمّلها للعزم الأعظمي عند وجه كلا عقدتي العنصر.
- 3- لا توجد أي قيود على مكان وصل أسياخ التسليح الطولي للجزان ويتم ذلك إذا دعت الحاجة وفق اشتراطات الكود العربي السوري.



ثانياً التسليح العرضي:

تُستعمل الأساور المغلقة بدلاً من الأساور العادية بهدف إحاطة (تطويق) الخرسانة حتى لو انهارت طبقة التغطية للفلوآذ، وللمحافظة على استناد عرضي لأسيخ التسليح، في المنطقة المحتمل أن يحصل فيها خضوع، كما يجب تأمين عكفة لداخل النواة للتأكد من عدم انفتاح الأساور، وفقدان التطويق لخرسانة الجيزان أو الأعمدة على حدّ سواء، ويبين الشكل (17-5) بعض أشكال الأساور المتراكبة المناسب استعمالها في العناصر المنعطفة في الإطارات.



الشكل (17-5) بعض أشكال الأساور المتراكبة المناسبة للعناصر المنعطفة

1- تزود نهايتا الجائز بأساور مغلقة (hoops) ابتداءً من وجه العقدة، وتمتد لمسافة لا تقلّ عن ضعف ارتفاع الجائز، وباتجاه وسط الجائز وبحيث لا يزيد التباعد بينها على

$$S_2 \leq \min\left(\frac{d}{4}; 8 \phi_{\min}; 24 \phi_1; 30 \text{ cm}\right) \quad \text{الأصغر من القيم الآتية:}$$

ملاحظة: ينصح بتخفيض القيمة 30cm للتباعد S_2 لتكون مساوية 20cm.

2- يجب ألا يزيد التباعد بين الأساور على كامل طول الجائز عن $d/2$ (نصف العمق الفعال للجائز).

5-2-2-6-2 اشتراطات العناصر المعرضة للانعطاف المركب:

تطبق هذه الاشتراطات على عناصر الإطارات المتوسطة التي تصمم بشكل رئيسي

لمقاومة العزوم المترافقة مع قوى محورية حيث $N_U > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$

أولاً التسليح الطولي:

يمكن العودة للإشترطات العامة في الفقرة (5-7-1) بما يخص التسليح الطولي.

ثانياً التسليح العرضي:

1- يجب ألا يتجاوز تباعد التسليح العرضي في العنصر الطرفي S_0 ، بدءاً من وجه

المقطع الحرج (وجه العقدة) ولمسافة لا تقل عن l_0 ، الأصغر من القيم الآتية:

$$S_0 \leq \min\left(\frac{d}{2}; 8\phi_{\min}; 24\phi_t; 30\text{ cm}\right)$$

ϕ_t قطر الأسواره المغلقة وينصح بتخفيض القيمة 30cm للتباعد إلى 20cm.

2- يجب ألا تزيد المسافة بين أول أسواره ووجه العقدة على $S_0/2$.

3- شرط التباعد بين الأساور S_1 خارج المسافة l_0 :

$$10\text{ cm} \leq S_1 \leq \min(d/2; 15\phi'_{\min}; a; 30\text{ cm})$$

4- يجب تسليح عقد الإطار بأساور لا يقل مساحة المقطع العرضي لجميع الأذرع وفق

الاتجاه الموافق لاتجاه القص المدروس عن التسليح الأصغري للقص المعرف وفق

الكود السوري بالعلاقة الآتية:

$$\min A_{st} \geq \frac{3,5}{f_{yt}} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{واحدات مترية})$$

5-3-6-3 تصميم الإطارات العزمية الخاصة:

يجب استعمال هذا النوع من الإطارات في المنطقة الزلزالية 3 للأبنية ذات الارتفاع

الذي يزيد عن 73 m، وفي المناطق الزلزالية الأكبر من ذلك، وعند استعمال جملة إطارية

خاصة مقاومة للعزوم يحدد معامل الممتولوية R من الجدول (3-7)، (الجدول (4-2) ص

86 في ملحق الكود (/2/))، إن القيم الواردة في هذا الجدول تقريبية، وتتطلب ظروف تنفيذ

جيدة للإطارات أو من الجدول الموسع رقم (3-8)، (يمثل جزء من الجدول (3-6) ص 55 في ملحق الكود رقم /2/) وذلك بحالة ظروف تنفيذ مثالية وبضمان المهندس الدارس والمنفذ والمشرف، ويجب أن تحقّق عناصرها (الجزان والأعمدة) الشروط الواردة في الملحق (ز) من الكود الأساس وفق ما هو مبين في الشكل (5-21)، سشستعرض الاشتراطات للإطار العزمي الخاص (كما وردت في الملحق (ز)) كالاتي:

1-3-6-5 اشتراطات العناصر المعرضة للانعطاف:

تطبّق هذه الاشتراطات على عناصر الإطارات الخاصة التي تصمّم بشكل رئيس لمقاومة عزوم الانعطاف حيث $N_U \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$.

أولاً: الاشتراطات البعدية:

1- يجب ألا يقلّ المجاز الصافي (مسافة الضوء) l_n لفتحة الإطار عن 4 مرات ارتفاعه الفعّال أي $l_n \geq 4 \cdot d$.

2- يجب ألا يقلّ عرض جانر الإطار المدروس عن الأصغر بين القيمتين الآتيتين:

$$b_w \geq \min \begin{cases} 0,3 \cdot h \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$$

3- يجب ألا يزيد عرض المقطع العرضي لجائز الاطار b_{w1} ، العودة للشكل (5-12)، عن عرض الاستناد a للمقطع العرضي لعمود الاطار مضافاً إليه من كل طرف القيمة الأصغر مما يلي:

• عرض الاستناد للمقطع العرضي للعمود a .

• $0,75b$ حيث b عرض استناد العمود الموازي للجائز (وفق اتجاه التحليل).

أي يجب أن يُحقّق عرض جائز الإطار المتراجحة: $b_{w1} \leq a + 2 \cdot \min \begin{cases} a \\ 0,75 \cdot b \end{cases}$

ثانياً اشتراطات التسليح الطولي:

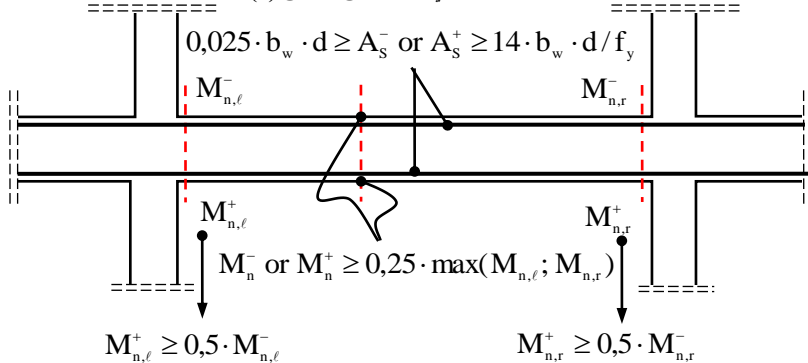
1- يجب ألا يقلّ التسليح العلوي أو السفلي في أي مقطع من العنصر الخاضع للانعطاف عن القيم الواردة بالعلاقتين (1-5-a)، (1-5-b)، كما يجب ألا تزيد نسبة التسليح عن 0,025 وأن يزود الجائز بسيخين مستمرّين من الأعلى والأسفل.

$$(1-5-a) \quad \min A_s = \max \begin{cases} \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \\ \frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \end{cases} \quad \text{(واحدات دولية)}$$

$$(1-5-b) \quad \min A_s = \max \begin{cases} \frac{0,8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \\ \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot d \end{cases} \quad \text{(نظام متري)}$$

2- يجب ألا تقل طاقة تحمل الجائز للعزم الموجب عند وجه العقدة، عن نصف طاقة تحمل الجائز للعزم السالب عند ذلك الوجه للعقدة، كما لا تقل طاقة تحمل العزم الموجب أو طاقة تحمل العزم السالب لأي مقطع على امتداد طول الجائز عن ربع طاقة تحملها للعزم الأعظمي عند وجه كلا عقدتي العنصر.

فتحة إطار عزمي خاص وفق الملحق (ز)



ثالثاً اشتراطات التسليح العرضي:

تتبع الحاجة للأساور من ضرورة إحاطة (تطويق) الخرسانة، والمحافظة على سند عرضي لأسياخ التسليح، في المنطقة المحتمل أن يحصل فيها خضوع، يمكن العودة للشكل (5-17) من أجل بعض أشكال الأساور المتراكبة المناسب استعمالها في العناصر المنعطفة في الإطارات.

1- تزود نهايتا الجائز بأساور مغلقة (hoops) ابتداءً من وجه العقدة، ولمسافة لا تقل عن ضعفي ارتفاع الجائز، وباتجاه وسط الجائز، وبحيث لا يزيد تباعد الأساور المغلقة على الأصغر من القيم الآتية:

$$S_2 \leq \min\left(\frac{d}{4}; 8\phi_{\min}; 24\phi_t; 30\text{cm}\right)$$

ملاحظة: ينصح بتخفيض القيمة 30cm للتباعد S_2 لتكون مساوية 20cm

2- عندما يُشترط تنفيذ أساور مغلقة، فإنّ التسليح الطوليّ على المحيط، يجب أن يتم ربطه بأساور لمنع تحنّيبه بطريقة مماثلة لتسليح الأعمدة، أي لا يزيد تباعد الأساور عن 15 قطر السيخ المستعمل ولا يزيد عن 20 cm.

3- تهمل مساهمة الخرسانة على القص في حال كانت القوة الضاغطة أقل من $0,05 A_s \cdot f'_c$ وكان إجهاد القص الناتج عن الزلازل (V_p) لا يقل عن القص الأعظمي المطبق في ذات المقطع (V_u) الناتج عن التحليل الزلزالي الحاكم)

2-3-6-5 اشتراطات العناصر المعرضة للانعطاف المركب:

تطبّق هذه الاشتراطات على عناصر الإطارات الخاصة التي تصمّم بشكل رئيس

$$N_u > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c \quad \text{حيث قوى محورية حيث}$$

أولاً الاشتراطات البعدية:

1- لا يقلّ البعد الأقصر في المقطع العرضي للعنصر عن 30cm.
2- لا تقلّ نسبة بعد الطول الأقصر للمقطع العرضي إلى طول البعد المتعامد معه عن 0,4 أي:
 $a \geq 0,4 \cdot b$

3- يجب ألا يقلّ بعد العمود في الاتجاه الموازي لاتّجاه التسليح الطوليّ للجائز عن $20 \cdot \phi_{\max}$ حيث ϕ_{\max} أكبر قطر للسيخ المشدود الممتد داخل عمود الاطار (ورد هذا الشرط في الفقرة ز-3-2-7 في الملحق (ز) عند الحديث عن متطلبات العقد في الإطارات وبما أنّها تخصّ أبعاد العمود فقد فضّلت المؤلفة ورودها في فقرة الاشتراطات البعدية).

ثانياً اشتراطات التسليح الطوليّ:

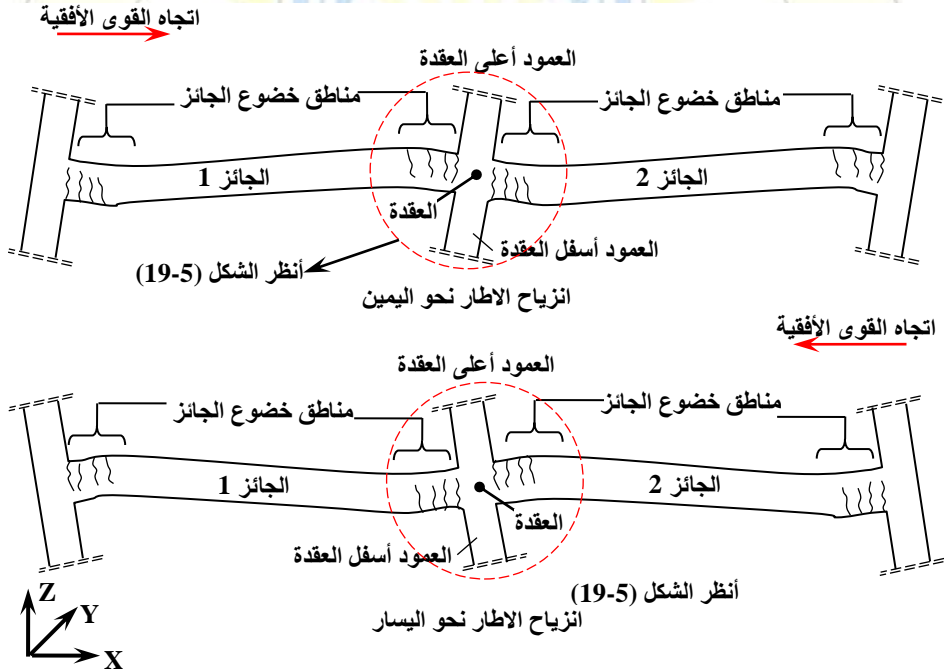
1- الوصل بالتراكب مسموح فقط إذا كان متوضعاً في النصف الوسطي من العنصر، كما يجب أن يحسب على أنّه طول تراكب مشدود، ويجب تطويقه بأساور عرضيّة كما سيرد في الفقرة الآتية الخاصة بالتسليح العرضي.

2- يجب أن تُحقّق مقاومة الانعطاف للأعمدة وفق المعادلة الآتية:

$$R = \frac{\sum M_{Pr,C}}{\sum M_{Pr,b}} = \frac{M_{Pr,C1} + M_{Pr,C2}}{M_{Pr,b1} + M_{Pr,b2}} \geq 1,2 \quad (3-5)$$

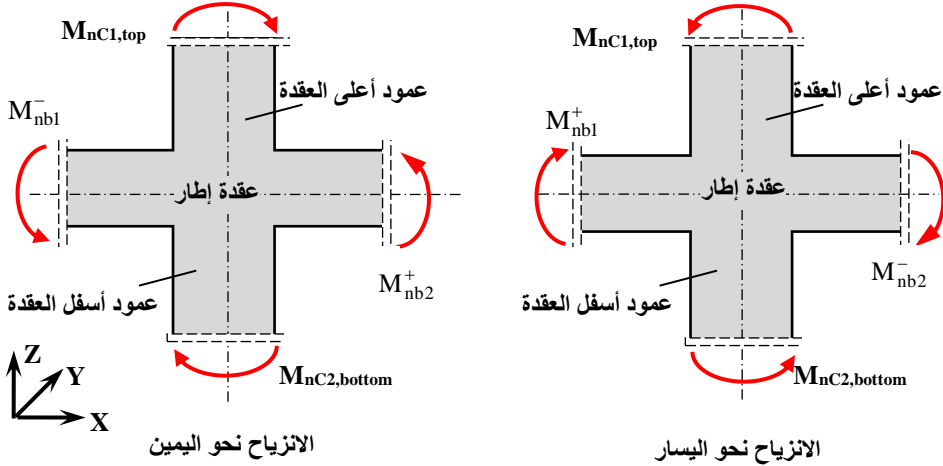
$\sum M_{Pr,C}$: يمثل مجموع المقاومات الأسمية لعزوم الأعمدة أعلى وأسفل العقدة، محسوبة قيمها عند وجه العقدة، كما يتم حساب المقاومة الاسمية للعزم في العمود مع الأخذ بالحسبان الحملية المحورية المصعدة المتوافقة مع اتجاه دراسة العقدة والتي تعطي أصغر قيمة للمقاومة العزمية للعمود.

$\sum M_{Pr,b}$: يمثل مجموع المقاومات الاسمية لعزوم الجيزان المتصلة بالعقدة، ومحسوبة قيمها عند وجه العقدة، أما في حالة المقطع العرضي للجائز ذات الشكل T، أو L حيث البلاطة مشدودة في حالة العزم عند وجه العقدة، يتم إضافة تسليح البلاطة (والذي يقع ضمن عرض فعال للبلاطة يساوي نصف عرض الجناح للجائز والمحسوب وفق شروط الكود) إلى تسليح الجائز العلوي ويفترض أنه مساهم في قيمة $M_{Pr,b}$ ، بشرط توفير إرساء سليم لتسليح البلاطة، بحيث يصل لحد الخضوع عند المقطع الحرج للعزم.



- الشكل (18-5) أماكن تشكل المفاصل اللدنة لجيزان إطار فراغي وفق (المستوي XZ) باتجاه المحور X
- تُحسب جميع المقاومات العزمية على أن يكون اتجاه دوران العزوم في الأعمدة معاكساً لاتجاه دوران العزوم في الجيزان، ويُعتمد تحقيق شرط المقاومة من أجل عقدة إطار فراغي لكل مستوي على حده (YZ، XZ) وذلك مرة مع عقارب الساعة وأخرى

عكسها لمحاكاة الانزياح المتناوب الناتج عن الأفعال الزلزالية، انظر الشكل (5-18) والشكل (5-19)، أما في حال عقدة إطار مستوي فتتحقق شرط المقاومة وفق المستوي الموافق لاتجاه الاطار مع محاكاة الانزياح المتناوب.



ملاحظة: إن العزوم الاسمية الموضحة هي عزوم اسمية محتملة M_{Pr} تُحسب وفق عامل تخفيض المقاومة مساوياً للواحد ويُعتمد إجهاد خضوع مضروباً ب 1,25 ولم يُكتب هذا الرمز على الأشكال بغية التمييز بين عزوم الجانز يمين ويسار العقدة والعمود أعلى وأسفل العقدة

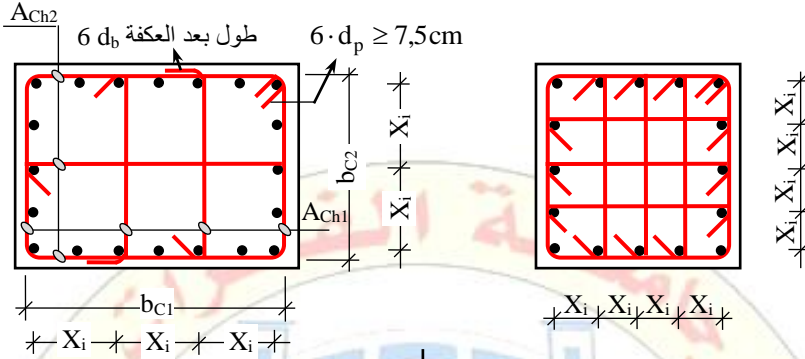
الشكل (5-19) العزوم المتناوبة للمقاومة للانعطاف لمقطع شاقولي (المستوي XZ) في عقدة داخلية لإطار فراغي - وفق اتجاه المحور X

- وفي حال عدم تحقق الشرط $R \geq 1,2$ في عقدة ما، حينها يجب إهمال مقاومة وصلابة الأعمدة المتصلة بها عند حساب صلابة ومقاومة المنشأ على أن تحقق شروط الفقرة (ز-13) من الملحق (ز)، (الخاصة بالعناصر غير المصممة كجزء من الجملة الانشائية المقاومة للقوى الأفقية ص 397 من الكود الأساس).

ثالثاً اشتراطات التسليح العرضي:

- 1- يجب تأمين تسليح عرضي بواسطة أساور حلزونية أو دائرية أو مستطيلة، مع أو من دون دبابيس (شناكل)، يمكن استعمال دبابيس بقطر الأساور ذاته أو أصغر، على أن يكون كل طرف دبوس، يربط سيخ تسليح طولي، كما يمكن للدبابيس المتتالية أن تتناوب في نهاياتها على طول سيخ التسليح الطولي بين طرفي المقطع، ويمكن التمييز بين الحالتين الموضحتين بالشكل (5-20) لبيان قاعدة ربط الأسياخ الطولية بالأساور العرضية في أعمدة الإطارات الخاصة.

لا تكون الأساور ذات العكفات 90° فعالة في الإحاطة كمثلياتها ذات العكفات 135° أو الأساور المحيطية المغلقة.



$$N_U \leq 0,3 \cdot f'_c \cdot A_g \quad \& \quad f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$$

- إذا كانت المسافة بين مركزي سيخين طوليين أصغر أو تساوي 15cm فيجب ربط الأسياخ بفرعي أسورة بالتناوب.
- يجب أن تكون عكفات 90° للشناكل الزلزالية المتعاقبة باتجاهات متعكسة حول محيط المقطع العرضي وعلى كامل ارتفاع العمود.
- يجب أن لا يتجاوز البعد X_i بين مركزي الأسياخ المربوطة المسافة 30cm

$$N_U > 0,3 \cdot f'_c \cdot A_g \quad \text{or} \quad f'_c > 700 \text{ kg/cm}^2$$

- يجب ربط الأسياخ بفرعي أسورة مغلقة أو عكفة زلزالية.
- يجب أن لا يتجاوز البعد X_i بين مركزي الأسياخ المربوطة المسافة 20cm

الشكل (20-5) قاعدة ربط الأسياخ الطولية بالأساور العرضية في أعمدة الإطارات الخاصة

2- يجب ألا يتجاوز تباعد التسليح العرضي في العنصر الطرفي، بدءاً من وجه المقطع

الحرج ولمسافة لا تقل عن ℓ_0 ، الأصغر من القيم الآتية:

- على ربع البعد الأصغر للعنصر الطرفي.
- ستة أضعاف أصغر قطر لقضيب التسليح الطولي.
- المسافة S_0 كما هي محددة في المعادلة الآتية:

$$100 \text{ mm} \leq S_0 = 100 + \frac{(300 - h_x)}{3} \leq 150 \text{ mm}$$

$$10 \text{ cm} \leq S_0 = 10 + \frac{(30 - h_x)}{3} \leq 15 \text{ cm}$$

h_x : هي أكبر مسافة X_i بين مركزي سيخين مربوط كلٍ منهما بفرعي أسواره في المقطع العرضي، يمكن صياغة العبارات السابقة كالآتي:

$$S \leq \min\left(\frac{a}{4}; 6\phi_{\min}; 10\text{cm} \leq S_0 \leq 15\text{cm}; 15\text{cm}\right)$$

3- يحسب التسليح العرضي للعنصر على القص اعتماداً على قيمة قوّة القصّ التصميمية المحسوبة وفق الفقرة (5-8) وتُعمد نسبة التسليح للأساور المطوقة الحلزونية أو الأساور الدائرية كما هو وارد في الجدول (1-5)، أيضاً بحالة الأساور العادية يجب ألا يقلّ المجموع الكلي لمقاطع تسليح الأساور A_{sh} عن القيم المبينة بالجدول ذاته.

الجدول (1-5) حساب التسليح العرضي في أعمدة الإطارات العزمية الخاصة

نوع التسليح العرضي	قيود التصميم	العلاقات المستعملة	
أساور $A_{sh}/(b_c \cdot S)$ عادية مستطيلة أو مربعة	$N_U \leq 0,3 \cdot f'_c \cdot A_g$ أيضاً $f'_c \leq 700\text{kg/cm}^2$	الأكبر بين العلاقتين (a) و (b)	$0,3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \dots (a)$
	$N_U > 0,3 \cdot f'_c \cdot A_g$ أو $f'_c > 700\text{kg/cm}^2$	الأكبر بين العلاقات (a) و (b) و (c)	$0,09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \dots (b)$ $0,2 \cdot k_f \cdot k_n \cdot \frac{N_U}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \dots (c)$
نسبة تسليح ρ_s لأساور حلزونية أو دائرية عادية	$N_U \leq 0,3 \cdot f'_c \cdot A_g$ أيضاً $f'_c \leq 700\text{kg/cm}^2$	الأكبر بين العلاقتين (d) و (e)	$0,45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \cdot \frac{f_y}{f_{yt}} \dots (d)$
	$N_U > 0,3 \cdot f'_c \cdot A_g$ أو $f'_c > 700\text{kg/cm}^2$	الأكبر بين العلاقات (d) و (e) و (f)	$0,12 \cdot \frac{f_y}{f_{yt}} \dots (e)$ $0,35 \cdot k_f \cdot \frac{N_U}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \dots (f)$

S : التباعد بين الأساور والمحسوب وفق البند 3 من هذه الفقرة.

b_c : بعد المقطع العرضي لنواة العمود المحصورة بالتسليح العرضي ومقاساً من الحواف الخارجية للتسليح العرضي في الاتجاه المعامد لاتجاه أساور العقدة المحسوبة.

A_{ch} : مساحة نواة المقطع العرضي للعنصر والمحصورة بالتسليح العرضي ومقاسة من حوافه الخارجية.

A_{sh} : مساحة المقطع العرضي لجميع الأذرع لطبقة من تسليح العقدة (تحسب مساحة الأذرع الموازية لاتجاه القصّ المدروس).

A_g : مساحة المقطع العرضي الخرساني الكلي.

f'_c : المقاومة المميزة الأسطوانية على الضغط لخرسانة العقدة.

f_{yt} : إجهاد الخضوع لتسليح العقدة.

تؤخذ المتحولات k_f معامل مقاومة الخرسانة، و k_n معامل فعالية التطويق في المعادلتين (c) و (f) وفق الآتي:

$$k_f = \frac{f'_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}}{1750} + 0,6 \geq 1 \quad (4-5-a)$$

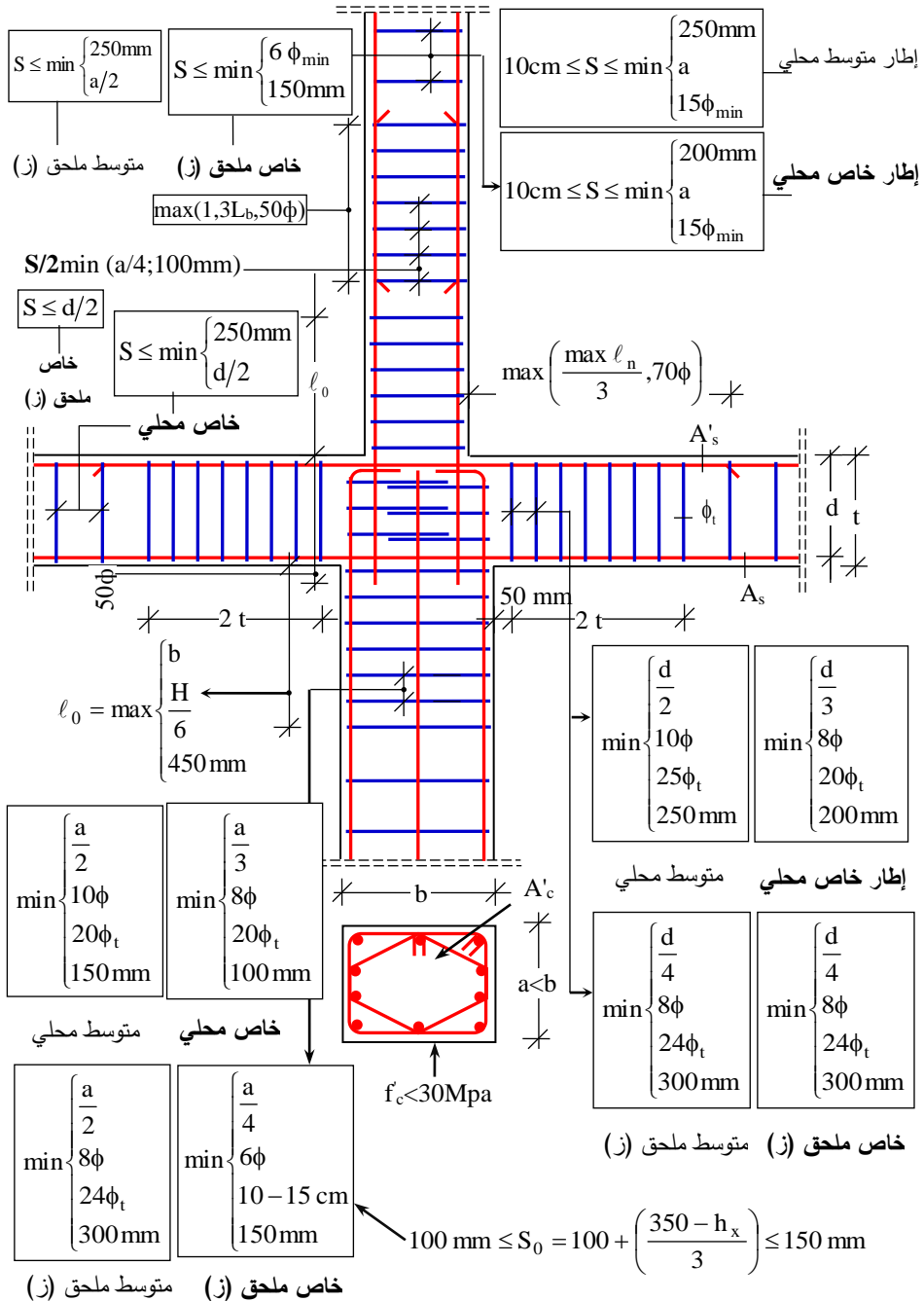
$$k_f = \frac{f'_c \text{ (MPa)}}{175} + 0,6 \geq 1 \quad (4-5-b)$$

$$k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2} \quad (5-5)$$

n_ℓ : عدد أسياخ التسليح أو رزم الأسياخ على محيط المقطع العرضي للعمود، والمسنودة جانبياً بزاوية إسواره مغلقة أو عكفة زلزالية.

6- يجب أن يَحقق التباعد بين الأساور خارج المجال اشتراطات التسليح العرضي المنصوص عليها وفق الكود الأساس على ألا يزيد التباعد S عن أصغر القيمتين:

$$S \leq \min \begin{cases} 6 \phi_{\min} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$



الشكل (21-5) مقارنة بين الإطارات العزمية المحلية الخاصة والمتوسطة والإطارات الخاصة والمتوسطة وفق الملحق (ز) ، المرجع [8] ، ولمزيد من المعلومات يمكن العودة للجدول رقم (3-4) من الملحق /2/، ص 87.

7-5 اشتراطات عامة لكل من الإطارات العزمية المتوسطة والخاصة المحلية ووفق الملحق (ز) من الكود الأساس (المنبثق من الكود ACI318-08):

1-7-5 اشتراطات عامة لتسليح العناصر الخاضعة للانعطاف في الإطارات المحلية:

- 1- يجب ألا يزيد الفرق ($A_s - A'_s$) في أي مقطع حرج في جيزان الإطارات عند العزم الموجب أو السالب عن نصف المساحة التوازنية.
- 2- يجب ألا يقل التسليح الموجب في أي مقطع ضمن مجاز جوائز الإطار المحلي عن التسليح اللازم لمقاومة نصف العزم الأعظمي المقرر ستاتيكيًا في المجاز ($0,5M_0$).
- 3- يجب أن تزود الأسياخ المنتهية ضمن العقدة الخارجية بعكفات نظامية تستمر حتى الطرف الخارجي لها، مع تحقيق استمرار لنهاية العكفة يمتد حتى منتصف عمق العقدة.
- 4- توضع الأسورة الأولى على بعد لا يزيد عن 5cm من وجه الاستناد.
- 5- يجب أن يمتد التسليح المشدود أو المضغوط في أي مقطع حرج في الجائز مسافة لا تقل عن $\max\left(\frac{\max l_n}{3}, 70\phi\right)$ في الاتجاهين حيث ϕ أكبر قطر سيخ طولي مستعمل، l_n : مسافة الضوء لفتحة جائز الإطار.
- 6- يُحسب التسليح العرضي (الأساور) في المقاطع الحرجة ليقاوم وحده قوى القص المتولدة، وذلك من أجل جميع حالات التحميل (للاحتياطات على الزلازل تهمل مساهمة الخرسانة في مقاومة القص).
- 7- في جيزان الإطارات يجب أن تكون أساور القص مغلقة (hoops)، كما في الشكل (17-5).

8- لا يزيد التباعد S_3 بين الأساور المتجاورة في وسط المجاز عن القيمة الأصغر من:

$$S_3 \leq \min \begin{cases} \frac{d}{2} \\ 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{للجائز المتدلي} \quad S_3 \leq \min \begin{cases} \frac{3}{4}d \\ 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{للجائز المخفي}$$

تُخفض المسافة لتُصبح 25cm في الاطار الخاص المحلي بدلاً عن 30cm للمتوسط المحلي، وفي حال كان المقطع مسلحاً على الشد والضغط يصبح التباعد:

$$S_3 \leq \min \begin{cases} 20\text{cm} \\ 15\phi'_{\min} \end{cases}$$

ملاحظة: لقد وردت المسافة بين الأساور المتجاورة في الإطارات العادية والخاصة $2/3d$ للمخفي أي بقيمة أكثر تحفظاً مما ذكر للإطار المتوسط والتي تساوي d ، لذلك تمّ اعتماد القيمة $2/3d$ لجائز الاطار المخفي.

9- يسمح بوصل فولاذ التسليح على الانعطاف بالترابك (lap splice)، فقط لحالة الأساور مغلقة (hoop) أو الحلزونية في منطقة الوصل، ويكون تباعد الأساور في منطقة الوصل بالترابك وفق القيمة الآتية: $S_4 \leq \min(d/4; 10\text{cm})$.

ويجدر التنويه بأن الكود لا يسمح بوصل الأسياخ بالترابك في المنطقتين:
✓ داخل العقدة.

✓ في المنطقة المحددة بالمسافة $2h$ (ضعف ارتفاع الجائز) ابتداءً من وجه العقدة.
عندما تكون الأساور المغلقة مطلوبة (على جانبي العمود أي في الجائز وفي منطقة وصل الاسياخ بالترابك)، فإنّ التسليح الطولي على المحيط، يجب أن يتمّ ربطه بأساور لمنع تحنّيبه، بطريقة مماثلة لتسليح الأعمدة.
العنصر وفق البند رقم 1 من هذه الفقرة.

10- يمكن السماح بتشكيل الأساور في العناصر المنعطفة من قطعتين: أسواره ذات عكفات مقاومة للزلازل عند كلا الطرفين، ويتمّ إغلاقها بواسطة ربطة عرضية، ويجب أن يكون للربطات العرضية المتتالية، التي تعمل على السخ الطولي ذاته عكفات بزواوية 90° بالتناوب على العنصر المنعطف، أمّا إذا كانت أسياخ التسليح الطولية المحاطة بالربطات العرضية مقيدة ببلاطة عند طرف واحد فقط من العنصر المنعطف من الإطار، عندها يجب أن تكون عكفات الـ 90° في الربطة العرضية عند ذلك الطرف.

2-7-5 اشتراطات عامة لتسليح العناصر الخاضعة للانعطاف المركب في

الإطارات المحلية:

1- يجب ألا تتجاوز مساحة التسليح الطولي في المقطع العرضي للعمود عن $0,025A_c$ وتمثل A_c مساحة المقطع العرضي للخرسانة ولا تقلّ عن $0,01A_c$ ، أمّا إذا كانت جودة الخرسانة لا تقلّ عن C30 (مقاومة مميزة 300kg/cm^2) فيمكن زيادة التسليح إلى $0,035A_c$ ، وفي حال استعمال وصلات ميكانيكية (Mechanical Couplers)

يمكن زيادة التسليح حتى $0,04A_c$ ، (وفي حالة الاطار المتوسط المحلي إلى $0,035A_c$)، (وفق الكود الأمريكي $0,08A_c$ للإطار المتوسط والخاص). يمكن العودة للأشكال (5-6)، (5-7)، (5-8) حول تفاصيل وأنواع الوصلات الميكانيكية.

2- توضع الأسواره الأولى على بعد لا يزيد عن 5cm من وجه العقدة، ويجب أن تمتد هذه الأساور على مسافة l_0 بدءاً من أعلى وأسفل الجائز ضمن العمود ولا تقل عن أكبر

$$l_0 \geq \max(b ; H/6 ; 45\text{cm}) \quad \text{القيم الآتية:}$$

H: ارتفاع الضوء للعمود، b: البعد الأكبر لمقطع العمود.

على أن تستمر الأساور في العمود (ضمن ارتفاع الجائز أي داخل العقدة) بتباعد مماثل للتباعد في وسط ارتفاع العمود، (مع تكثيف الأساور بتباعد $S/2$ ضمن العقدة لحالة الإطارات العزمية الخاصة)، ويسمح ضمن ارتفاع الجائز باستعمال أسواره مؤلفة من سيخين بشكل حرف U، بترابك مناسب بينهما لضرورة تنفيذية.

3- يجب ألا تقل قيمة التسليح العرضي في الأعمدة عن القيمة الدنيا المستعملة في

$$\text{الجيزان:} \quad \min A_{st} \geq \frac{3,5}{f_{yt}} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{وحدات مترية}).$$

4- يجب أن يُحقّق التسليح خارج المسافة l_0 اشتراطات التسليح الخاصة بالأعمدة العادية في المباني والوردة في الباب السابع من الكود الأساس وهي كالآتي:

أن يحقّق قطر الأسواره الشرط $6\text{mm} \leq \phi_t \leq 12\text{mm}$ وفي حال زيادة مساحة المقطع العرضي الخرساني عن 2500cm^2 يصبح الشرط $8\text{mm} \leq \phi_t \leq 12\text{mm}$.

5- يحسب التسليح العرضي في عناصر الإطارات المتوسطة اعتماداً على قوى قصّ حسابية V_u وفق الفقرة (5-8) تحدّد من قيم العزوم القصوى (عامل تخفيض المقاومة $\Omega = 1$) عند العقد، مع إجهاد شدّ أعظمي يساوي f_y من دون تكبيره بالعامل 1,25، أي تحدّد قيمة العزم الاسميّ عند كلّ من نهايتي العمود أو الجائز وفق العلاقة من

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{y}{2}) \quad \text{أجل مقطع أحادي التسليح:}$$

بينما يُحسب التسليح العرضي في عناصر الإطارات الخاصة اعتماداً على قوى قصّ حسابية V_e تحدّد من قيم العزوم القصوى (عامل تخفيض المقاومة $\Omega = 1$) عند العقد مع

إجهاد شدّ أعظمي يساوي $1,25 f_y$ ، وبالتالي تحدّد قيمة العزم الاسميّ عند كلٍّ من نهايتي

$$M_{Pr} = A_s \cdot (1,25 \cdot f_y) \cdot (d - \frac{y}{2})$$

العمود أو الجائز وفق العلاقة:

6- لا حاجة لإجراء تحقيق على عقد الإطار المتوسط بينما من الضروري تحقيق عقد الإطارات الخاصة.

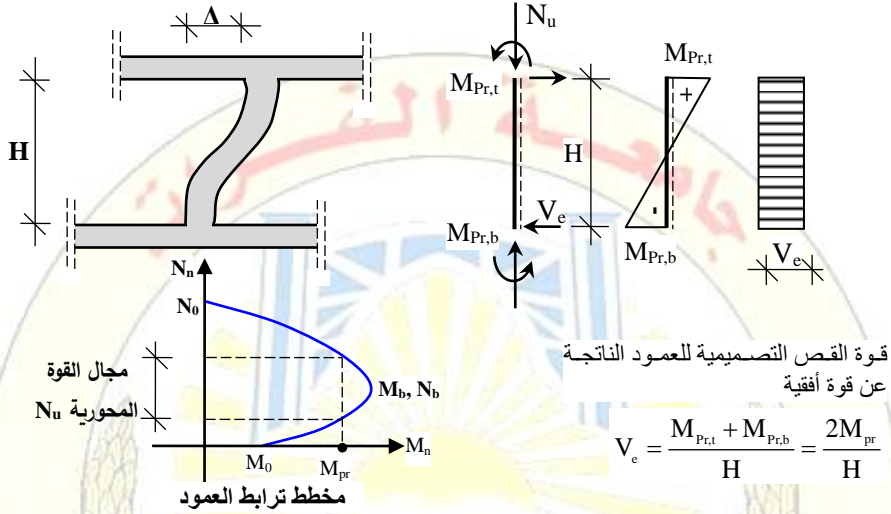
8-5 تصميم الإطارات العزمية المتوسطة والخاصة على القصّ:

للتأكد من تصرف عناصر الإطار وفق حالة عمود قوي-جائز ضعيف يجب أن يُمنع أيضاً الانهيار على القصّ، تبلغ قيمته الحد الأعظمي لها عندما تكون العزوم في طرفي العمود (من الأعلى والأسفل) بقيمتها الأعظمية، وتدعى حينئذٍ مقاومة العزم المحتملة M_{Pr} (في الاطار المتوسط)، تُعرف في الملحق (ز) من الكود العربيّ السوريّ، المتوافق مع ACI-318-08 أو ACI-318-19، على أنها مقاومة العزم للعنصر، مع أو بدون الحمولة المحورية، والمحدّدة باستعمال خصائص العنصر عند وجه العقدة بفرض وصول إجهاد الشد في الأسيخ الطولية لقيمة مساوية على الأقل $(1,25f_y)$ ، في حالة الإطار الخاص، وبعتماد عامل تخفيض المقاومة $\Omega=1$ ، (يُستعمل f_y من دون تصعيد في حالة الإطارات المتوسطة).

بالتالي تُحسب مقاومة العزم المحتملة M_{Pr} ، باستعمال نظرية الانعطاف التقليدية اعتماداً على المقطع العرضيّ المصمم مسبقاً، والواقع أنها ترتبط في الأعمدة تحديداً بقيمة القوة المحورية التصميمية التي يخضع لها العمود من التركيب الحاكم، يبيّن الشكل (22-5) عموداً خاضعاً لإزاحة ناتجة عن قوى أفقية، وبعد تصميم العمود ورسم مخطّط الترابط له، يمكن حساب العزم المقاوم المحتمل (عزم الانعطاف الاسميّ)، ويتمثل قيمته على محور الفواصل لمخطّط الترابط، يُرسم مستقيم يتقاطع مع المخطّط بنقطتين أعلى وأسفل النقطة التوازنية، الآن برسم خطّ أفقيّ من كل نقطة باتجاه محور الترتيب تحدّد نقطتان تمثّل كلٍ منهما قوة محورية كحدّ أدنى وحدّ أعلى للقوة المحورية N_U التي إذا خضع لها العمود المدروس يمكن فعلياً الحصول على العزم المقاوم المحتمل أثناء حدوث الزلزال.

تُعدّ قيمة العزوم المحتملة M_{Pr} ، مقياساً لمقاومة الانعطاف الإضافية التي قد تتطور في العنصر لدى خضوعه، لقوى أكبر من القوى المصمّم عليها، في أثناء حدوث

الزلازل، ولهذا أُعتمدت لحساب قيم الجهود القاطعة الممكن أن تخضع لها العناصر عند بدء تشكّل المفاصل اللدنة، بالتالي سيُعتمد على قيمة العزوم المحتملة (العزوم الأسمية في الإطارات المتوسطة) في حساب وتصميم عناصر الإطارات على القصّ (سواء في الجيزان أم في الأعمدة أم في العقد)، وذلك لتحقيق متطلبات التصميم اللازمة لها.



الشكل (22-5) مفهوم العزوم المحتملة M_{pr} ومجال القوة المحورية التصميمية الموافق لها

طريقة حساب قوة القص التصميمية:

في الإطارات المتوسطة والخاصة سواء المحلية الواردة في الكود العربي السوري والملحق رقم 2/ أو الملحق (ز) في الكود الأساس (المنبثق من الكود الأمريكي ACI318-08)، يجب أن تحقّق المقاومة التصميمية على القصّ في الجيزان والأعمدة المقاومة لتأثير القوى الزلزالية، الأصغر بين القيمتين المحسوبتين الآتيتين، الطريقة A والطريقة B، (انظر الشكل (23-5)) وذلك حرصاً على تخفيض احتمال حدوث انهيار في جيزان وأعمدة الإطارات في أثناء تعرض المنشأ لزلازل:

- الطريقة A: يُؤخذ مجموع قوى القصّ عند أطراف العناصر المدروسة المرافقة للعزوم المقاومة المحتملة (والمحسوبة اعتماداً على التركيب الأخطر) مضافاً لها جبرياً القص الناتج عن تحميل العناصر بالأحمال الشاقولية المصعدة الموزعة (منتظمة، مثالية أو شبه منحرفة حسب الحال).

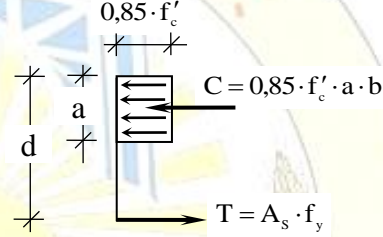
- **الطريقة B:** يؤخذ القصّ الأعظميّ الناتج عن حالات تراكيب الحمولات التصميميّة التي تتضمّن التأثير الزلزاليّ E وفقاً لما هو محدد بالكود الأساس كالاتي، على أن تؤخذ E مساوية إلى ضعف قيمتها.

$$U_2 = 1,2 \cdot DL + 1 \cdot LL + 2 \cdot E \quad (6-5)$$

$$E = \rho \cdot E_h + E_v; \quad E_v = 0,5 \cdot C_a \cdot I \cdot DL$$

- يحدّد العزم المقاوم المحتمل (العزم الاسميّ للجائز) من طاقة تحمّل مقطعه، عندما يصل الإجهاد في الفولاذ إلى حدّ الخضوع (يُصعد بالقيمة 1,25 في الإطارات الخاصة فقط)، مع أخذ عامل تخفيض المقاومة $\Omega = 1$ ، وفق الآتي:

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$M_{Pr} = \Omega \cdot A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$


- يُهمل تسليح الضغط في المقطع في حال وجوده لتبسيط الحسابات. كما يمكن حساب العزم الاسميّ الصافي لمقطع ذي تسليح ثنائيّ وفق الآتي (يمكن العودة للفصل الرابع للمزيد من التفاصيل):

$$M_{Pr} = (A_s \cdot 1,25 \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s) \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \cdot (d - d')$$

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

أما طول بلوك الإجهاد لهذه الحالة:

- يحسب العزم المحتمل للعمود بحيث يترافق مع القوة المحوريّة المصعدة التي تسمح بتحمّل المقطع لأكبر عزم ممكن، بعد تصعيد حدّ الخضوع لفولاذ التسليح بالقيمة 1,25، مع أخذ عامل تخفيض المقاومة $\Omega = 1$.

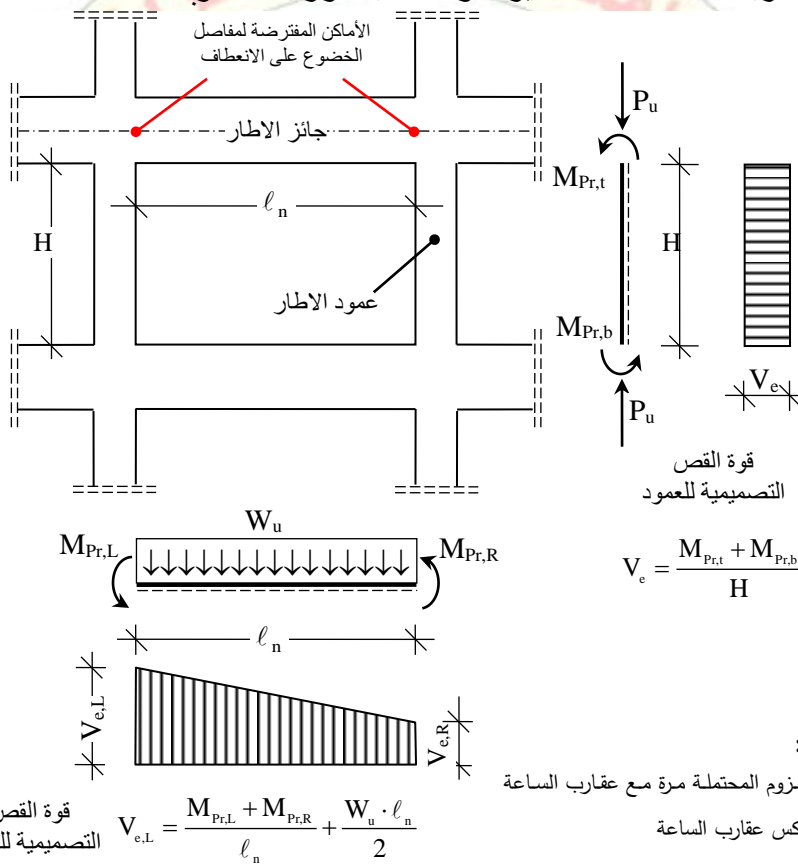
ملاحظة:

- في عناصر الإطارات المتوسطة يُستعمل إجهاد الشدّ f_y من دون تكبير بالعامل 1,25 عند

$$M_n = \Omega \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) ; \quad \Omega = 1$$

حساب العزوم الاسمية أي:

- في جميع الأحوال يجب ألا يقلّ القصّ التصميمي المحسوب وفق مضمون هذه الفقرة عن القصّ المصعد الناتج عن التحليل الإنشائي للقوى المؤثرة على المنشأ.
 - إن حساب قوة القصّ التصميمية هي تقريب جيد للقصّ الأعظمي الذي يمكن أن يحصل في العنصر، وهكذا فإنّ المقاومة المطلوبة للقصّ بعناصر الإطار، مرتبطة بمقاومة الانعطاف للعنصر المدروس أكثر من ارتباطها بقيمة القصّ المصعد الناتج عن التحليل الإنشائي للقوى المؤثرة على المنشأ.
- تُطبق العزوم المحتملة عند حساب قوة القصّ التصميمية مرة مع عقارب الساعة وأخرى عكس عقارب الساعة لمحاكاة تأثير القوى الأفقية الزلزالية المتناوبة.



الشكل (5-22) القص التصميمي للإطارات المتوسطة والخاصة المقاومة للعزوم

9-5 تحقيق عقد الإطارات الخاصة المقاومة للعزوم:

إن تأمين عناصر إنشائية مقاومة للقوى التي يخضع لها المنشأ سواء من الحمولات الشاقولية أو من الحمولات الأفقية خلال فترة الاستثمار، هي من أهم المهام التي تقع على

عائق المهندس الإنشائي، وتكمن المشكلة في دراسة المنشآت على القوى الأفقية في تأمين الوصلات ذات المقاومة الكافية لضمان عدم انهيار المنشأ، فيما لو تعرّض لاهتزازات كبيرة، إذ تتكوّن خلال الهزّة قوى عطالة في كل جزء من أجزاء المنشأ، سواء كان مخصصاً لمقاومة أحمال الزلزال أم لا، وتتأثر شدّة هذه القوى بعوامل عدّة أبسطها هي كتلة الجزء المدروس، إذ تتجمّع قوى العطالة المتولّدة في جميع أجزاء المنشأ وتنتقل من خلال مسار الأحمال للمنشأ إلى تربة التأسيس، وبالتالي فإنّ توفر مسار متكامل للأحمال الأفقية هو أهم شرط من شروط المنشأ المقاوم للزلزال، ويجب أن يتألف المسار من عناصر إنشائية ذات مقاومة عالية تؤمن مسكاً للقوى ما بين البلاطات والقواطع والواجهات إلى العناصر الإنشائية الشاقولية (جدران إنشائية وأعمدة) ومنها للأساسات.

ويجب أن تكون البلاطات مترابطة بشبكة جيزان تتصل بالعناصر الشاقولية بوصلات وعقد سليمة، وعلى العناصر الشاقولية أن تتصل بدورها بالأساسات بشكل سليم، لكي نحصل على مسار أحمال متكامل ينقل قوى العطالة من البلاطات إلى تربة التأسيس من دون أن تسبب انهيار أي عنصر من عناصره.

ويلاحظ مما سبق أهميّة الوصلات والعقد في مقاومة المنشآت لأحمال الزلزال، وبناءً على ذلك تُنص الكودات على العناية بوصلات العناصر وعقد الإطارات ووضع الاشتراطات المختلفة لذلك، وهنا لا بد من إجراء دراسة متكاملة لجميع وصلات الهيكل، لتأمين تشكل مفاصل لدنة في الجيزان وليس في الأعمدة، أي الحصول على الجوائز الضعيف والعمود القوي.

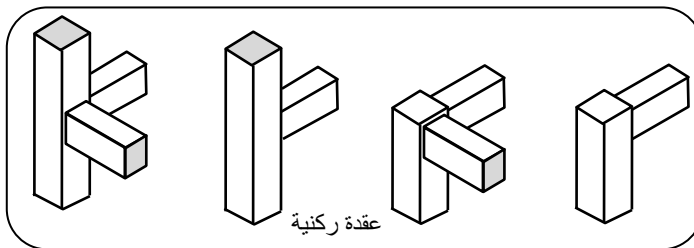
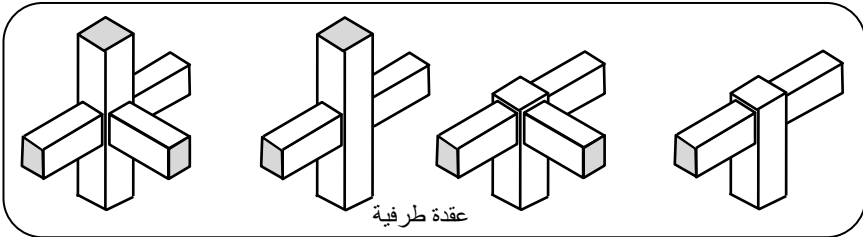
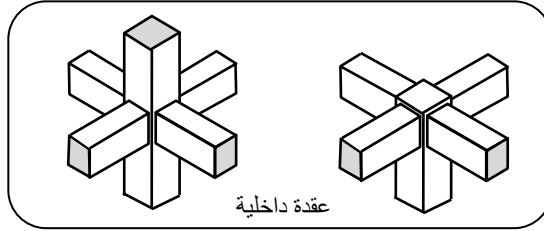
5-9-1 تعاريف:

- **الوصلات في الهياكل الخرسانية المسلحة:** هي جزء من هيكل منشأ تلتقي فيها عناصر شاقولية كالجدران أو الأعمدة مع عناصر إنشائية أفقية (جيزان أو بلاطات أو كلاهما)، وتعرف عقدة الإطار بالجزء المشترك بين الأعمدة والجيزان المستندة عليها، وتحدد نهايات كلّ عقدة بالارتفاع الكلي للجوائز المتّصل بالعمود وفي حال اتّصال أكثر من جوائز بالعمود يكون ارتفاع العقدة هو الجزء من العمود الذي يحصره الجوائز ذو الارتفاع الأكبر، ويمكن تصنيفها بالأنواع الآتية، انظر الشكلين (5-24)، (5-25):
- ✓ عقدة داخلية: وهي عقدة محاطة بالجيزان من الاتجاهات الأربعة.
- ✓ عقدة طرفية: تكون محاطة بالجيزان من طرفين متقابلين أو من ثلاثة أطراف.

✓ عقدة ركنية: تكون محاطة بالجيزان من طرفين متعامدين، أو طرف وحيد.



الشكل (24-5) مسقط لعقدة إطار تبعاً لتصنيفها



الشكل (25-5) تصنيف عقد الإطارات وفق الجيزان المرتبطة بها

2-9-5 فلسفة التصميم:

تشكّل الوصلات والعقد المناطق الحرجة في الإطارات الخرسانية المخصصة لمقاومة القوى الزلزالية للأسباب الآتية:

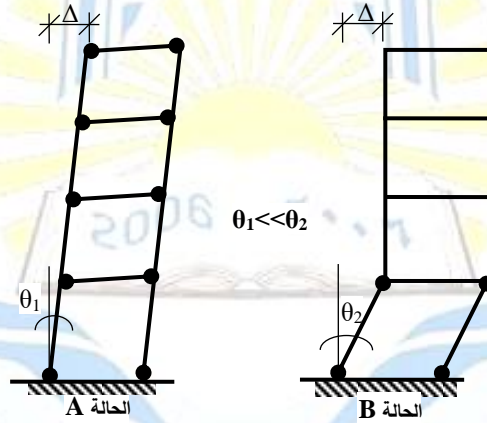
إنّ انهيار معظم الإطارات الخرسانية ينتج عن انهيار الأعمدة أو الجيزان في منطقة الوصلات، فمن الممكن التحكم بهذا الانهيار وإلزام حصوله في الجيزان حصراً، بحيث تتشكل فيها مفاصل لدنة ذات مطاوعة عالية تقبل دورانات كبيرة تمتصّ بها الطاقة المتولّدة خلال الزلزال من دون أن تفقد مقداراً كبيراً من مقاومتها أو من صلابتها. منح العقد ميرة تسمح لها بالمحافظة على مقاومتها وصلابتها فتؤمن ترابطاً سليماً بين الجيزان والأعمدة وتقوم بمهامها خلال الزلزال بشكل مقبول.

3-9-5 ميكانيزم الانهيار:

تتركز الإجهادات الأعظمية الناتجة عن الأحمال الزلزالية، في مناطق الوصلات بين الجيزان والأعمدة مما يجعلها أكثر مناطق الإطارات الخرسانية خطورة، لذلك فإنّ أيّ خلل في سلوك الوصلات ينعكس بشكل مباشر ورئيس على سلوك الإطار بالكامل. مع تعدّد صعوبات تحديد سلوك البناء خلال الزلزال، فقد تمت معالجة الوصلات بطريقة عكسية، إذ يتمّ تحديد نقاط ضعف معينة في الهيكل لتركز فيها النشاطات غير المرنة عند تعرض البناء لتشوّهات كبيرة، مما يسمح لباقي عناصر الهيكل بالمحافظة على سلوكها المرن، ومنها ثمّ تبني مبدأ العمود القويّ والجائز الضعيف، الذي من خلاله تكون نسبة العزوم المقاومة للأعمدة في أيّ وصلة إلى مجموع العزوم المقاومة للجيزان في هذه الوصلة أكبر من عامل أمان محدّد، وقد أظهرت الدراسات أن الوصول لهذا المبدأ ممكن فقط عندما تكون نسبة مقاومة العمود إلى مقاومة الجائز عالية نوعاً ما، وبالتالي إذا تعرّض أي منشأ إلى انتقال غير مرّن تتشكل المفاصل اللدنة في جيزان إطاراته وتبقى الأعمدة ضمن حدّ المرونة، وهذا السلوك المفروض على الإطار له فوائد عديدة أهمها وأبسطها:

- إنّ انهيار عمود أو أكثر في إطار خرسانيّ مسلح يؤدي إلى انهيار جزء كبير من المنشأ أو حتى انهياره كلياً، وهذا ما يسبب خسائر بشرية واقتصادية كبيرة، أما انهيار جائز أو عدد من الجيزان فلا يؤدي إلى خسائر كبيرة إلا نادراً.
- إنّ معظم المنشآت التي تصدّعت بعض أعمدتها أو انهارت كان مصيرها الهدم الكامل، أما المنشآت التي تصدّعت بعض جيزانها أو انهارت فقد تمّ ترميمها بسهولة وسرعة كبيرتين.

إضافةً لما سبق فإنَّ تشكُّل المفاصل اللدنة في الجيزان وليس في الأعمدة يؤدي إلى ميكانيزم امتصاص الطاقة المولدة خلال الزلزال وفق دورانات صغيرة، كما يؤدي إلى توزيع هذه الطاقة على عدد أكبر من المفاصل اللدنة، لتوضيح هذه الفكرة ليكن لدينا إطارين كما في الشكل (5-26) صُمِّم الأول منهما (الحالة A) على مبدأ الجائز الضعيف والعمود القوي وعند إعطاء كلٍ منهما نفس الانتقال وليكن Δ فإنَّ دوران المفاصل اللدنة θ_1 ستكون أصغر بكثير من دوران المفاصل اللدنة θ_2 في الإطار الثاني (الحالة B)، كما أنَّ عدد المفاصل اللدنة المتشكلة في الحالة (A) أكبر من المفاصل اللدنة المتشكلة في الحالة (B)، بالتالي تكون الطاقة التي يمتصها المنشأ خلال الزلزال موزعة على جزء أكبر من المنشأ كما أنَّ المطاوعة المطلوبة من المفاصل اللدنة تكون أصغر، لذا يُسمح للمفصل اللدن بالمحافظة على مقاومته وصلابته وبالتالي تجنُّب الانهيار الكامل للمنشأ.



الشكل (5-26) سلوك إطار معرض لقوى أفقية زلزالية

بعد الانتهاء من تصميم جيزان وأعمدة الإطارات على تحمُّل الجهود المطبقة، الناتجة عن الأحمال الشاقولية والأفقية، ويهدف تأمين السلوك اللدن في الجيزان ولتجنُّب الانهيار الكامل للمنشأ، تتم إعادة التصميم وذلك بحساب العزوم المقاومة بالاعتماد على المواصفات للمواد المستعملة وأبعاد المقاطع والتسليح الفعلية، ومن ثم تدقيق النسبة بين مجموع العزوم المقاومة للأعمدة المتصلة بالعقدة على مجموع العزوم المقاومة للجيزان المتصلة بالعقدة، ويجب أن تكون هذه النسبة نظرياً أكبر من الواحد لضمان بدء السيلان في فولاذ تسليح الجيزان قبل أن يبدأ تسليح الأعمدة بالسيلان، إنَّ علاقة حساب العزم المقاوم بشكلها البسيط تُهمل أثر القوى المحورية وأثر جناح البلاطة ومساهمتها في

العزوم المقاومة السالبة، بالتالي من أجل ضمان الوصول للسلوك المطلوب يجب إمّا إدخال أثر العوامل المهملة عند إجراء الدراسة الإنشائية، ويكتفى حينها بتحقيق النسبة $R > 1,1$ أي افتراض النسبة 10% كعامل أمان فقط، أو أن تُهمل هذه العوامل عند إجراء الدراسة الإنشائية وتحقق النسبة $R > 1,2$ من أجل تغطية أثرها:

$$R = \frac{\sum M_{Pr,C}}{\sum M_{Pr,b}} = \frac{M_{Pr,C1} + M_{Pr,C2}}{M_{Pr,b1} + M_{Pr,b2}} \geq 1,2$$

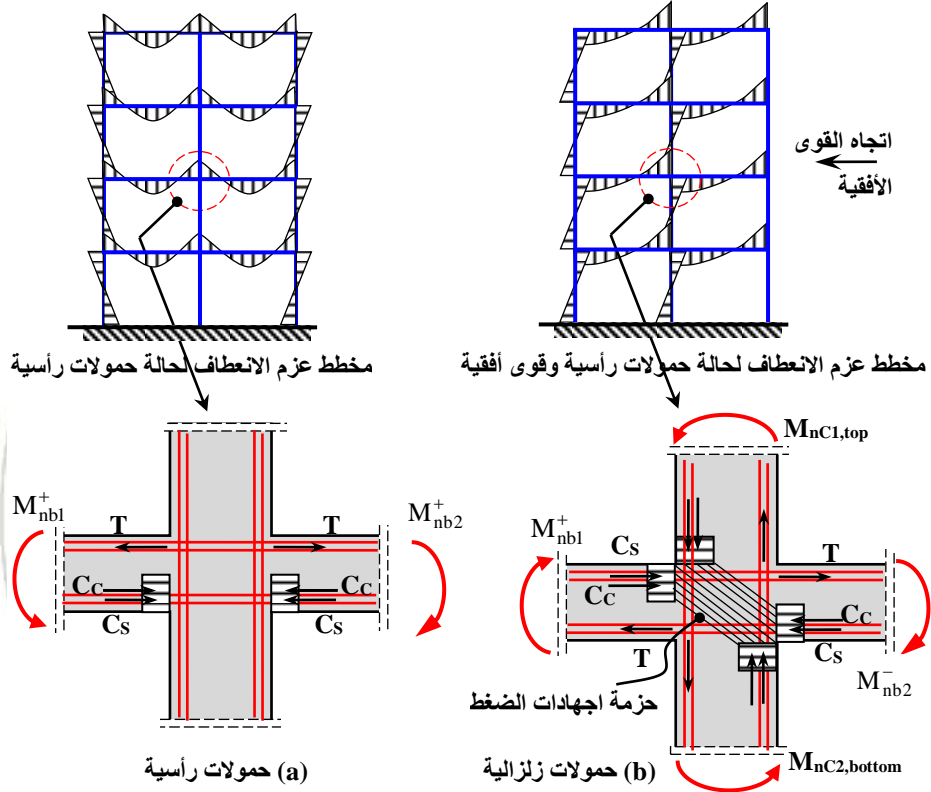
وقد سبق وأن شُرح كيفية تطبيق هذه العلاقة في الفقرة 5-6-3-2.

4-9-5 الإجهادات في العقد:

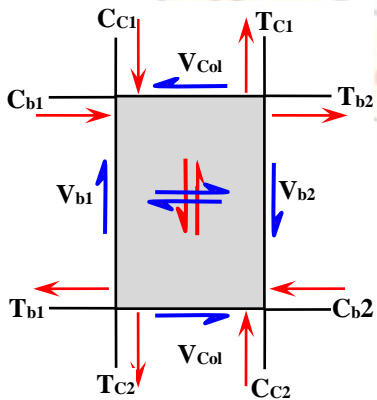
من المهمّ فهم الجهود التي تخضع لها عقد الإطارات قبل الدخول بالتحقيقات الخاصّة بها لأنّها تختلف عن تلك الناتجة عن الأحمال الرأسية، ويبيّن الشكل (a-5-27) حالة عقدة داخلية في إطار خاضع لحمولات رأسيّة فقط، من الواضح أنّ العقدة تتعرّض فقط لعزمين سالبين في طرفيها وينتج عنهما قوى شدّ في أسياخ التسليح العلوية وقوى ضغط في ألياف الجيزان السفلية، وفي معظم الحالات تكون قيمة هذين العزمين متقاربة وبالتالي تؤديان لقوى شدّ وضغط متقاربة أيضاً تتعاكس فيما بينها والفرق البسيط بينهما يمتصه العمود بسهولة، أما في حالة الإطار الخرسانيّ الخاضع لحمولات أفقيّة (حمولات زلزاليّة) فإنّ العزمين اللذين يتشكّلان في الجائزين على طرفي عقدة داخلية يكونان باتجاه دوران وحيد كما هو مبين بالشكل (b-5-27)، لكن أحدهما عزم موجب (شدّ في أسياخ التسليح السفلية) والآخر عزم سالب (شدّ في أسياخ التسليح العلوية) وبالتالي تخضع أسياخ التسليح العلوي للجائز لقوى شادّة في أحد أطراف العقدة وقوى ضاغطة في الطرف الآخر لها، أما أسياخ التسليح السفلية للجائز فتخضع لقوى مماثلة لأسياخ التسليح العلوية ولكن باتجاه معاكس، وبشكل مماثل يمكن مناقشة ما يحدث في الأعمدة، وينتج عن هذه المجموعة من القوى "حزمة ضغط قطريّة" تنحصر بين مناطق الضغط الأربعة في الجيزان والأعمدة ويقابلها بالاتّجاه القطريّ الثاني للعقدة قوى شدّ كبيرة.

بغض النظر عن مقارنة اتّجاه العزوم المطبّقة على أطراف العقدة في حالتي الحمولات الرأسيّة والأفقيّة فإنّ قيم هذه العزوم تختلف أيضاً اختلافاً كبيراً، إذ أنّ قيم العزوم الناتجة عن الحمولات الرأسيّة هي غالباً لا تتجاوز نصف قيمة العزوم المقاومة

لجائز الإطار المدروس، وهذا يعود إلى أنّ قيم الحملات الرأسية وخاصة الإضافية هي قيم نظرية ومن النادر أن تطبق بكاملها على جيزان الإطارات، وعند التصميم وفق الطريقة الحديثة تصعد هذه الحملات بعوامل أمان مما يجعل العزم الذي ينتقل للعقدة أصغر بكثير من العزم الفعلي المقاوم للجائز.



الشكل (5-27) الفرق بين عزوم الانعطاف والقوى الداخلية المطبقة على عقدة داخلية



الشكل (5-28) إجهادات قص لعقدة داخلية

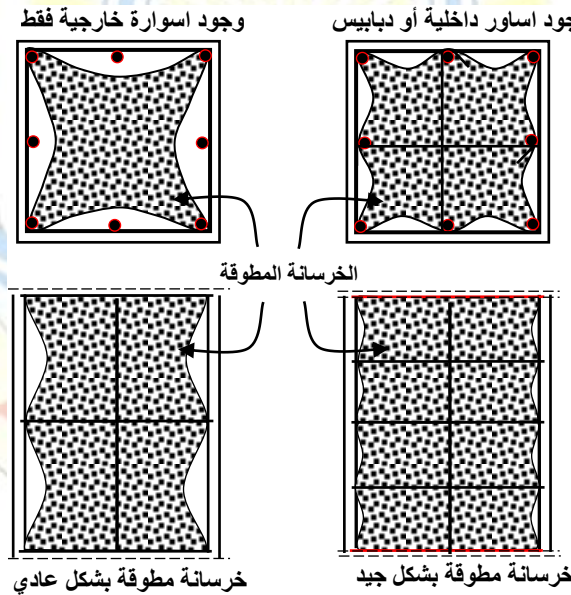
أما في حالة الحملات الزلزالية فإن دخول الجائز مرحلة اللدونة يضمن تشكّل عزوم على أطراف العقدة تساوي إلى العزوم المقاومة للجائز، وفي حالة الدورانات الكبيرة من الممكن أن يدخل تسليح الجائز حدّ الخضوع مما يولّد عزوماً على أطراف العقدة أكبر من العزم المقاوم للجائز والمحسوب على أساس خضوع التسليح فقط.

إن مجموعة القوى الداخلية المطبقة على العقدة والناجمة من حزمة الضغط وقوى الشدّ المذكورة أعلاه، إضافة إلى قوى القصّ الخارجية المطبقة على الجيزان والأعمدة تولّد في العقدة إجهادات قصية أفقية وشاقولية (أنظر الشكل (5-28))، كما أنّ القوى القصية ليست باتجاه واحد بل يتغيّر اتجاهها بشكل متناوب وترددي يتوافق مع اهتزاز المنشأ.

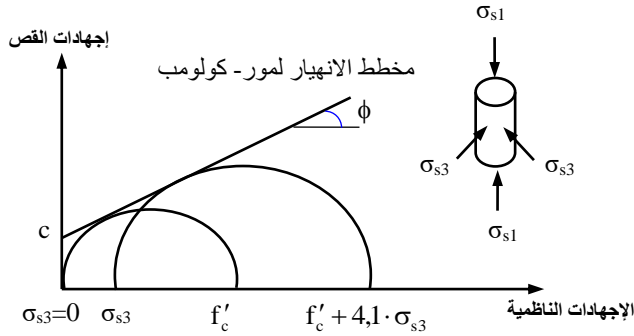
5-9-5 تدقيق العقد:

1-5-9-5 مفهوم التطويق:

إنّ وجود الأساور بكثافة سواء على طول العنصر أو ضمن المقطع العرضي، كما في الشكل (5-29)، يزيد من حجم الخرسانة المطوقة بشكل جيد، بالإضافة إلى زيادة مقاومتها بسبب وجود الضغط ثلاثي المحاور كما هو موضح بالشكل (5-30)، وتصل هذه الزيادة إلى أربعة أو خمسة أضعاف الضغط الجانبي المطبق، ويزيد من استطاعة تطاول الخرسانة تحت الحملات المتناوبة بحدود 25%.



الشكل (5-29) الأثر الإيجابي لتطويق الخرسانة بزيادة تكثيف الأساور وفق المقطع الطولي والعرضي لعنصر



الشكل (5-30) أثر التطويق على مخطط الانهيار لمور كولومب

لمقاومة الإجهادات المتولدة في عقد الإطارات والناجمة عن الأحمال الزلزالية يجب أن تخضع عقد الإطارات الخاصة للتحقيقات الآتية:

1- تطويق العقدة:

إنّ خضوع عقد الإطارات لإجهادات الشدّ والضغط القطريين بالإضافة لإجهادات القصّ الديناميكية المتناوبة الاتجاه تسبّب تفتتاً سريعاً لخرسانة العقدة، هذا يؤدي لفقدان الأعمدة لوظيفتها في حمل الأحمال الرأسية، كما تفقد أسياخ تسليح الأعمدة والجيزان تلاحمها مع الخرسانة لذلك، يتوجب أن تُسلّح العقد بأساور أفقية مغلقة وبدبابيس بهدف تطويقها ومنع الخرسانة من التفتت.

ويجب ألا يقلّ المجموع الكلي لمقاطع تسليح أذرع الأساور والبدبابيس A_{sh} في العقدة عن القيمة الأكبر من القيمتين الآتيتين (حالة أساور مستطيلة، يمكن الرجوع للجدول (5-1) من أجل الأساور الدائرية والتسليح العرضي الحلزوني).

وقد سبق وأن عُرض هذا الشرط عند تصميم أعمدة الإطار الخاص وفق الملحق

(ز) على القصّ:

$$A_{sh} = \max \begin{cases} 0,09 \cdot \frac{S \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \\ 0,3 \cdot \frac{S \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \end{cases} \quad (7-5)$$

b_c : بعد المقطع العرضي لنواة العمود المحصورة بالتسليح العرضي، مقاساً من الحواف الخارجية للتسليح العرضي في الاتجاه المعامد لأساور العقدة المحسوبة.

A_{ch} : مساحة نواة المقطع العرضي للعنصر الإنشائي والمحصورة بالتسليح العرضي ومقاسة من الحواف الخارجية له.

A_{sh} : مساحة المقطع العرضي لجميع الأذرع لطبقة من تسليح العقدة.

A_g : مساحة المقطع العرضي الخرساني الكلي.

f'_c : المقاومة المميزة الأسطوانية لخرسانة العقدة، f_{yt} : إجهاد الخضوع لتسليح العقدة.

S : التباعد بين الأساور ضمن ارتفاع العقدة وتؤخذ أصغر القيم الآتية:

$$S \leq \min \left(\frac{a}{4}; 6\phi_{\min}; S_0; 15 \text{ cm} \right)$$

$$10 \text{ cm} \leq S_0 = 10 + \frac{(30 - h_x)}{3} \leq 15 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} \leq S_0 = 10 + \frac{(35 - h_x)}{3} \leq 15 \text{ cm} \text{ وفق الكود الأمريكي}$$

h_x : هي أكبر مسافة بين مركزي سيخين مربوط كل منهما بفرعي أسواره في المقطع العرضي وفق الاتجاه الموازي للقص.

ارتفاع العقدة: يمثل الارتفاع الأصغر بين ارتفاعات الجيزان المتصلة بالعقدة.

يُسمح بتخفيض مساحة التسليح العرضي A_{sh} إلى نصف القيمة، إذا كانت الجيزان تؤمن تطويقاً سليماً للعقدة كما هو مبين بالشكل (5-31)، ويُعد تطويق الجيزان سليماً إذا كانت العقدة محاطة بالجيزان من أطرافها الأربعة، وأن تحقق جميع الجيزان الشرطين التاليين، (الشرط الثاني هو وفق ACI 352، وليس وفق ACI 318):

$$1- \text{ ألا يقل عرض الجائز عن ثلاثة أرباع بعد العمود الذي يستند إليه، أي: } b_w \geq \frac{3}{4} b$$

2- ألا يزيد الجزء المكشوف من العمود من كل طرف من طرفي الجائز عن 10cm، ومن أجل الحالة نفسها يمكن زيادة الحد الأدنى لتباعد الأساور S ليصبح 15cm ضمن الارتفاع الأصغر للجيزان المتصلة، مع التذكير بوجود أن تحقق الأساور والدبابيس الشروط الموضحة بالشكل (5-32).

2- تدقيق أبعاد العقدة لمقاومة القص:

يعتمد التحقيق الثاني على تدقيق أبعاد العقدة للتأكد من أن قوى القص الحديّة المطبقة عليها نتيجة القوى الزلزاليّة أصغر من مقاومتها للقص، ويُعتمد عامل تخفيض المقاومة بهذه الحالة مساوياً 0,85 أي: $\Omega = 0,85$; $V_U \leq \Omega \cdot V_n$

يمكن إيجاد قيمة قوّة القص الحديّة التي تخضع لها عقدة إطار والناجئة عن القوى الأفقيّة الزلزاليّة، وذلك بأخذ مقطع طوليّ في العقدة ورسم مخطّط الجسم الحر لها، ويبيّن الشكل (33-5-b) القوى الداخليّة الناتجة عن محصلة قوى الشدّ والضغط في الفولاذ لتسليح جوائز الإطار المارّ بالعقدة، وكفي تبقى العقدة بحالة توازن بعد إجراء القطع يمكن حساب قوّة

القصّ الحديّة المطبقة عليها وفق العلاقة: $V_U = T_{b1} + C_{b2} - V_{Col} = T_{b2} + C_{b1} - V_{Col}$

$$T_{b1} = C_{b1} = A_{S1} \cdot \alpha \cdot f_y \quad (8-5)$$

$$T_{b2} = C_{b2} = A_{S2} \cdot \alpha \cdot f_y$$

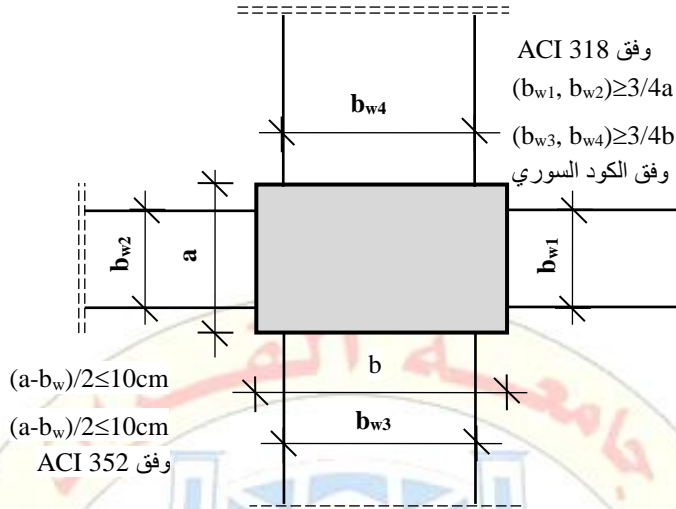
$\alpha=1,25$ عامل يأخذ بالحسبان احتمال أن يكون إجهاد الخضوع الفعليّ لتسليح الجوائز أكبر من إجهاد خضوعه النظريّ المستعمل بالتصميم.

A_{S2} ، A_{S1} : التسليح العلويّ والسفليّ للجوائز على التوالي كما في الشكل (33-5-a).
 V_{Col} : الجهد القاطع للعمود والمطبق على طرفيّ العقدة كما في الشكل (33-5-b)، ولحساب قيمته يُرسم مخطّط الجسم الحر للعمود أعلى وأسفل العقدة، وذلك بإجراء قطع في الأماكن المحتملة لتشكّل المفاصل اللدنة في جوائز الإطار يمين ويسار العقدة، وكذلك قطع العمود عند منتصف الارتفاع الطابقي (مكان انعدام عزم الانعطاف) أعلى وأسفل العقدة كما هو مبين بالشكل (34-5)، وعندئذ تُحسب قيمة V_{Col} من العلاقة:

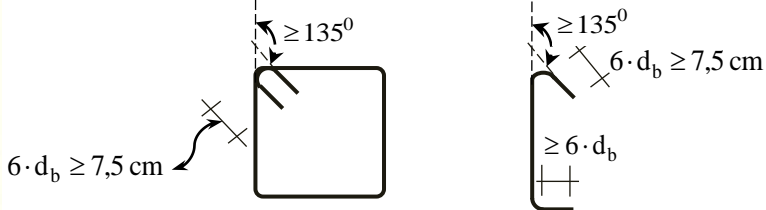
$$V_{Col} = \frac{1}{H} \cdot \left((M_{nb1}^+ + M_{nb2}^-) + (V_{e,b1} + V_{e,b2}) \cdot \frac{a}{2} \right) \quad (9-5)$$

$V_{e,b1}$ ، $V_{e,b2}$: قوّة القصّ التصميميّة في الجيزان والناجئة عن عزم الانعطاف الاسميّة المحتملة عند وجه العقدة.

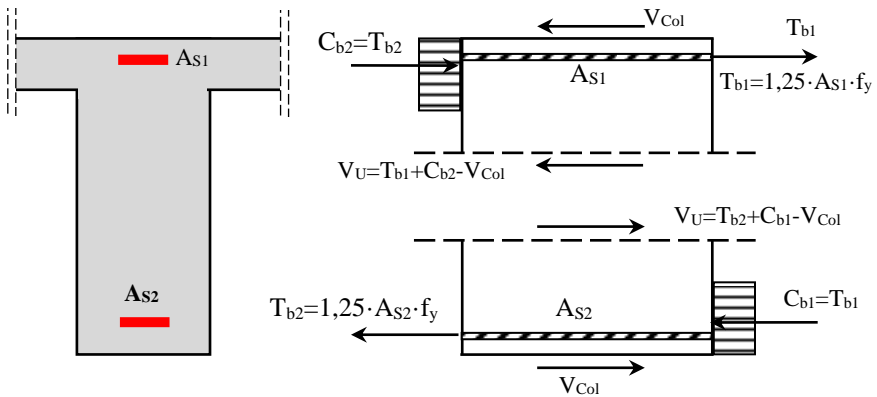
H: طول العمود من منتصف ارتفاع الطابقين أعلى وأسفل العقدة المدروسة.



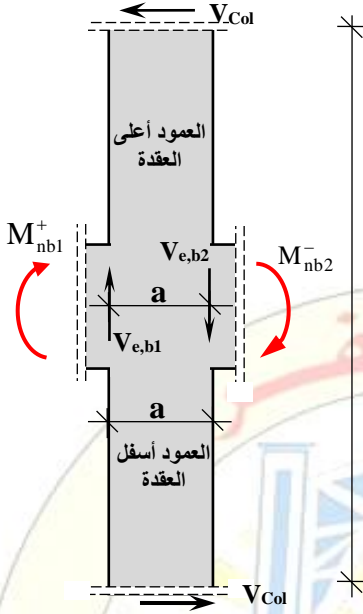
الشكل (31-5) مسقط أفقي لعقدة مطوقة بالجزان بشكل سليم



الشكل (32-5) شروط خاصة بالأساور المغلقة والدبابيس



الشكل (33-5) حساب قوة القص الحديدية المطبقة على العقدة



$$V_{Col} = \frac{1}{H} \cdot \left((M_{nb1}^+ + M_{nb2}^-) + (V_{e,b1} + V_{e,b2}) \cdot \frac{a}{2} \right)$$

$V_{e,b1}, V_{e,b2}$: قوة القص التصميمية في الجيزان والنتيجة عن عزوم الانعطاف الاسمية المحتملة عند وجه العقدة.
 H : طول العمود من منتصف ارتفاع الطابقين أعلى وأسفل العقدة المدروسة.

الشكل (34-5) مخطط الجسم الحر لعقدة إطار

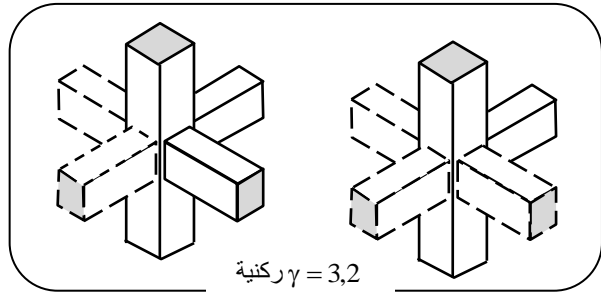
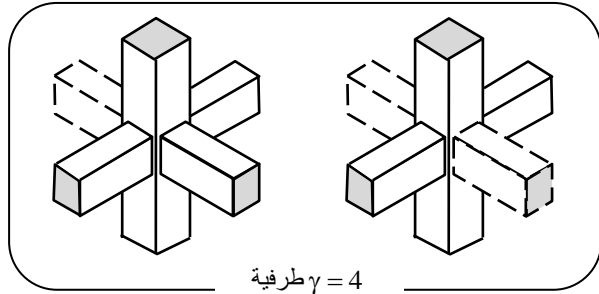
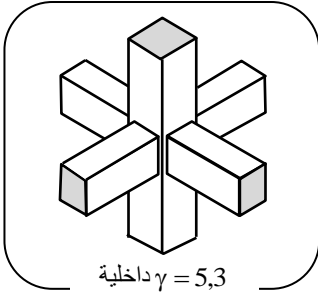
أما المقاومة الاسمية للعقدة على القص V_n فتختلف حسب تطويق الجيزان للعقدة المدروسة، وقد ورد في الملحق (ز) من الكود الأساس قيم لمعاملات القص γ من أجل عقدة تقع في طابق متكرر (الحالة A)، انظر الشكل (35-5) والجدول (2-5)، وهذه القيم تتوافق مع نسخة الكود الأمريكي ACI-318-08 الذي أضاف في نسخته ACI-318-19 قيماً لمعاملات القص من أجل عقدة تقع في الطابق الأخير (الحالة B)، وهي بقيم أصغر من سابقتها، انظر الشكل (36-5) والجدول (3-5).

الجدول (2-5) مقاومة العقدة للقص وفق الحالة (A- طابق متكرر)

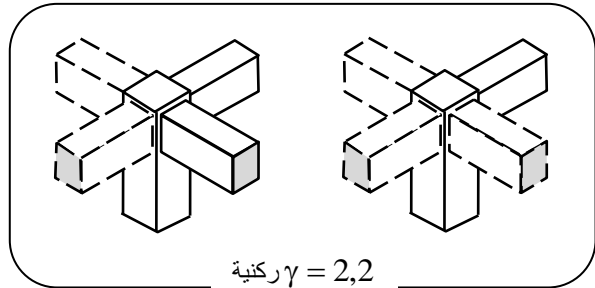
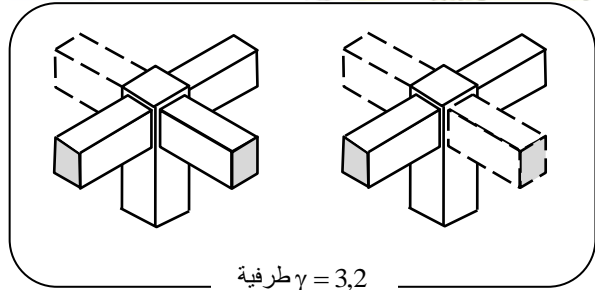
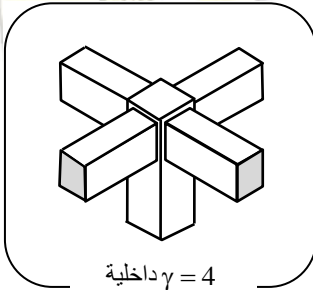
موقع	حالة تطويق العقدة	واحدات دولية	واحدات مترية
طابق متكرر	داخلية	$V_n = 1,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$	$V_n = 5,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$
	طرفية	$V_n = 1,2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$	$V_n = 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$
	ركنية	$V_n = \sqrt{f'_c} \cdot A_j$	$V_n = 3,2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$

ملاحظة: الخطوط المتقطعة في الشكلين (35-5)، (36-5) تشير إما لحالة عدم وجود جائز متصل بالعقدة، أو حالة جائز بعرض أصغر أو يساوي 0,75 من عرض الاستناد، الذي يمثل عرض العمود ($b_w \leq 0,75 \cdot b$)، أو جائز ذا ارتفاع $h_b \leq 0,75 \cdot h_{\max(b)}$

(حيث $h_{\max(b)}$) أكبر ارتفاع لجائز متّصل بالعقدة، وهذا مرتبط بمدى تطويق الجيزان للعقدة وسيرد في فقرة لاحقة توضيح لهذا الموضوع.



الشكل (35-5) التكوينات الإنشائية لعمود مرتبط بالعقدة (الحالة A-طابق متكرر) ومعاملات القص



الشكل (36-5) التكوينات الإنشائية لعمود مرتبط بالعقدة (الحالة B-طابق أخير) ومعاملات القص

الجدول (3-5) مقاومة العقدة للقص وفق الحالة (B- طابق اخير)

موقع	حالة تطويق العقدة	واحدات دولية	واحدات مترية
الركن	داخلية	$V_n = 1,2 \cdot \sqrt{f'_C} \cdot A_j$	$V_n = 4 \cdot \sqrt{f'_C} \cdot A_j$
	طرفية	$V_n = \sqrt{f'_C} \cdot A_j$	$V_n = 3,2 \cdot \sqrt{f'_C} \cdot A_j$
	ركنية	$V_n = 0,7 \cdot \sqrt{f'_C} \cdot A_j$	$V_n = 2,2 \cdot \sqrt{f'_C} \cdot A_j$

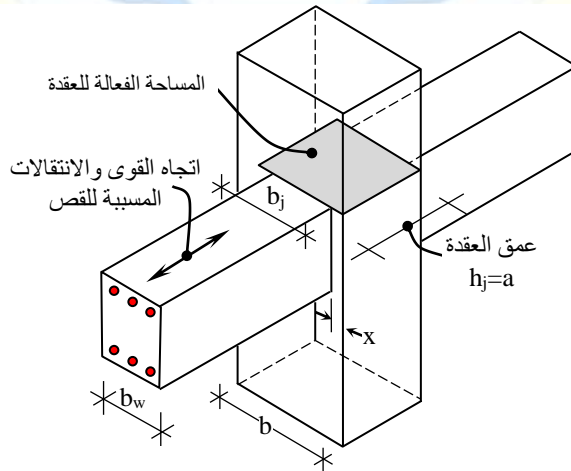
A_j : مساحة المقطع العرضي (الأفقي) الفعال للعقدة، ويحسب كجاء لعمق العقدة في

$$A_j = b_j \cdot h_j \quad \text{:(انظر الشكل (37-5))}$$

- لا يجوز أن تكون A_j أكبر من مساحة المقطع العرضي للعمود، ويُعرّف عمق العقدة h_j على أنه العمق الكلي للعمود، وعرض العقدة b_j الفعال هو العرض الكلي للعمود، إلاً عندما يتّصل الجائز مع عمود ذات عرض أكبر، فيؤخذ عرض العقدة الفعال القيمة الأصغر مما يلي:

$$b_j = \min \begin{cases} b_w + 2 \cdot \min x \\ b_w + a \end{cases} \quad (10-5)$$

- في حال اختلاف عرض الجائزين المتقابلين في الاتجاه المدروس يؤخذ متوسط عرض الجائزين.
- تؤخذ x قيمة البعد الأصغر من الجهتين من وجه الجائز إلى حافة العمود.
- يجب الأخذ بالحسبان المساحة الفعالة للعقدة بشكل منفصل لكل اتجاه بحالة الإطار الفراغي ويكفي بحالة الإطار المستوي الاتجاه الموافق للقوى الأفقية.



الشكل (37-5) تحديد العرض الفعال للعقدة

3- أطوال تماسك أسياخ التسليح للجيزان والأعمدة والتي تنتهي في العقدة:

حدّد الكود الأمريكيّ بالأّ يزيد قطر السيخ الداخل للعقدة الطرفيّة أو الركنيّة عن 32mm وألّا يقلّ عن 12mm، وأنّ تمتدّ الأسياخ إلى نهاية العقدة وتنتهي بعكفة نظاميّة (90°)، متوضّعة داخل النواة المطوّقة، أو العنصر الطرفيّ (boundary elements) مع طول تماسك (تثبيت) يُقاس من الطرف الخارجيّ لتسليح العقدة الأفقيّ، ويُحسب طول التماسك من العلاقة الآتية:

$$(11-5-a) \quad l_b \geq \max \begin{cases} 150\text{mm} \\ \varphi_s \cdot f_y \\ 5,4 \cdot \sqrt{f'_C} \\ 8\varphi_s \end{cases} \quad \text{(واحدات دولية)}$$

$$(11-5-b) \quad l_b \geq \max \begin{cases} 150\text{mm} \\ \varphi_s \cdot f_y \\ 17,2 \cdot \sqrt{f'_C} \\ 8\varphi_s \end{cases} \quad \text{(واحدات مترية)}$$

f_y : إجهاد الخضوع للأسياخ الداخليّة للعقدة، φ_s : قطر السيخ الداخل للعقدة.

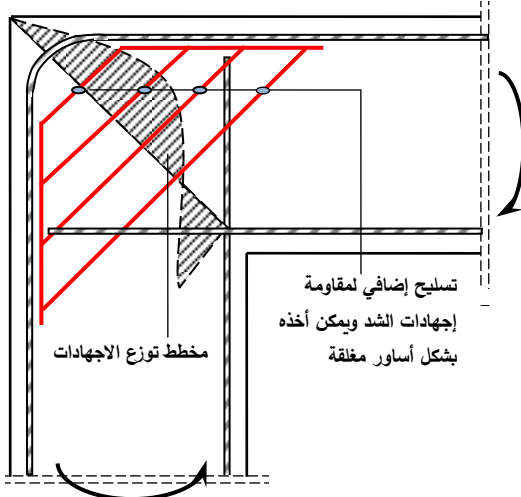
يجب ألّا يقلّ طول الإرساء للأسياخ لأقطار من 12mm إلى 32mm ومن دون عكفات عن القيم المبينة في الجدول الآتي، (علماً أنّ الكود الأمريكي حدّد القطر الأدنى :10mm)

عمق الخرسانة المصبوبة تحت قضيب التسليح	طول الإرساء للأسياخ من دون عكفات
$\leq 30\text{cm}$	$2,5 \cdot l_b$
$> 30\text{cm}$	$3,25 \cdot l_b$

يجب أن تستمر أسياخ التسليح المستقيمة المنتهية في العقدة، حتّى النواة المطوّقة في العمود، أو في العنصر الطرفيّ، يجب تكبير أيّ جزء من طول الإرساء، لا يقع ضمن النواة المطوّقة بمعامل يساوي 1,6.

10-5 ترتيبات تسليح إضافية للعقد الطرفية في الإطارات:

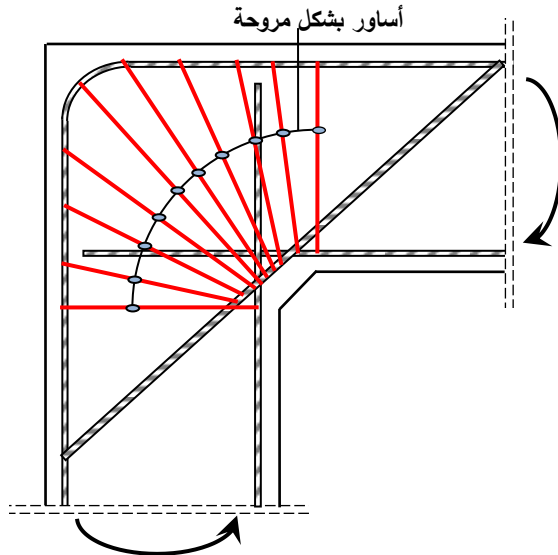
عندما يزيد مجاز جيزان الإطارات على 10m، يلزم إضافة تسليح عند العقد



الطرفية لمقاومة إجهادات الشد (الانفلاق) الناتجة على مستوى مائل يصل بين الركنين الداخلي والخارجي للعقدة، نتيجة للتوزع غير الخطي للإجهادات، ويوزع هذا التسليح على الطول المائل ويؤخذ بنسبة 15% من التسليح العلوي المشدود للعقدة ويمكن زيادة النسبة لتصبح 30% من أجل مجازات لفتحات الجيزان أكبر من 10m للمجازات التي تصل لحوالي 30m، ويقترح، المرجع [6]، بأن

الشكل (5-38) تسليح الانفلاق في عقد الإطارات الخاضعة لغزوم سالبة (باقي التسليح غير موضح)، المرجع [6]

تكون المسافة الأخيرة 20m بدلاً من 30m، إضافة لذلك يجب أن تستمر أساور العمود ضمن العقدة أو تستعمل أساور خاصة للعقدة بشكل مروحة.



الشكل (5-39) تسليح الانفلاق على شكل مروحة من الأساور في العقد الخاضعة لغزوم سالبة، المرجع [6]

مسألة تصميم إطار محلي خاص مقاوم للعزوم (1-5)

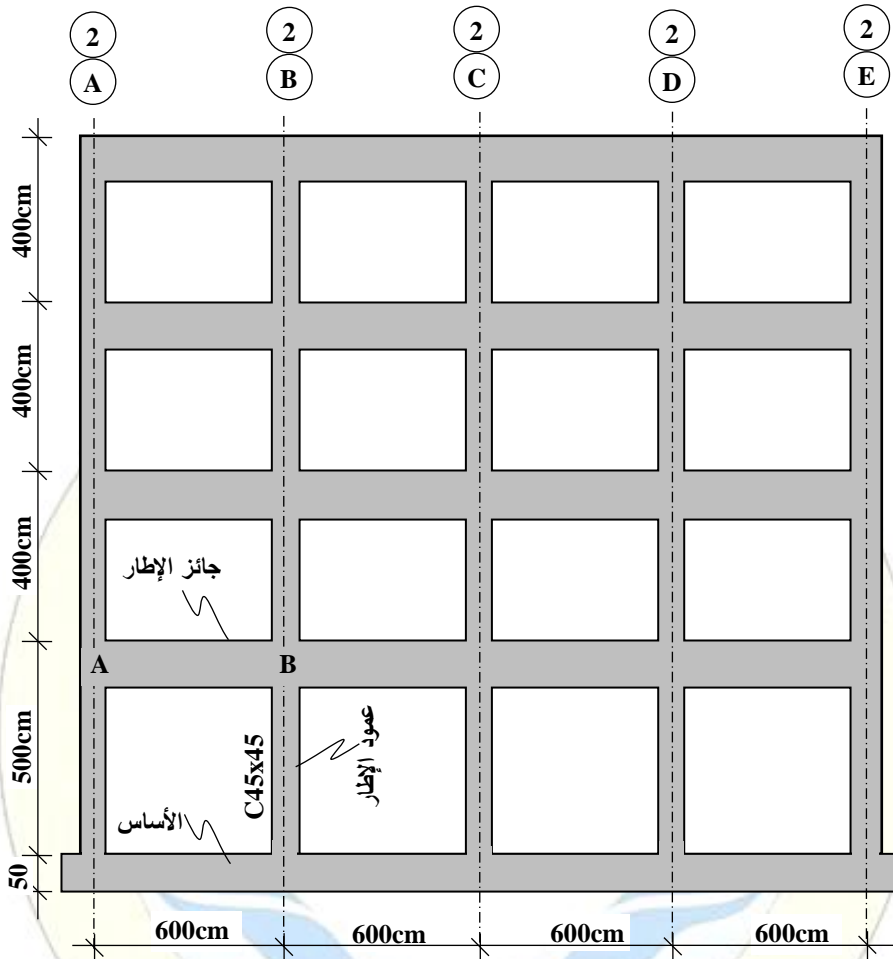
يبين الشكل (5-39) مسقط لجملة إنشائية مقاومة للقوى الأفقية الزلزالية في مبنى مستودع يقع في المنطقة الزلزالية الثانية 2C، إذا علمت أن إجهاد التربة المسموح $\bar{\sigma}_{Soil} = 3 \text{ kg/cm}^2$ ، المبنى مؤلف من أربعة طوابق ويبلغ الارتفاع الطابقي 400cm، منسوب التأسيس على عمق 150cm- من منسوب الأرض الطبيعية، بافتراض ارتفاع الأساسات 50cm، أبعاد جميع جيزان الإطارات بالاتجاهين 30x70cm، أما المقاطع العرضية للأعمدة ففرضت بشكل مبدئي لجميع الطوابق 45x45cm، الشكل (5-38)، حمولة التغطية والإكساء على متر مربع من البلاطات $DL = 300 \text{ kg/m}^2$ ، والحمولة الإضافية $LL = 500 \text{ kg/m}^2$ ، سماكة جميع البلاطات 15cm، المقاومة المميزة للخرسانة على الضغط بعد 28 يوم $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ، إجهاد الخضوع للفلواز الطولي والعرضي $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ ، كما أن مركز ثقل البناء يقع في مركز الشكل الهندسي للمسقط، وبعد نمذجة المنشأ باستعمال برنامج ETABS وإجراء التحليل الإنشائي، حُسبت قوة القص القاعدي وحددت قيم القوى الداخلية (العزوم والقوى القاصة والقوى المحورية) وفق التراكيب الأساسية والثانوية لجميع الإطارات، علماً بأن قيم المعاملات المعتمدة للحمولة الزلزالية من أجل حساب قوة القص القاعدي كانت كالآتي:

معامل الممتولية $R=8,5$ ، معامل أهمية المنشأ $I=1$ ، معامل الشدة الزلزالية $Z=0,25$ ،
 $C_a=0,29$ ، $C_v=0,38$ ، $C_t=0,0731$.

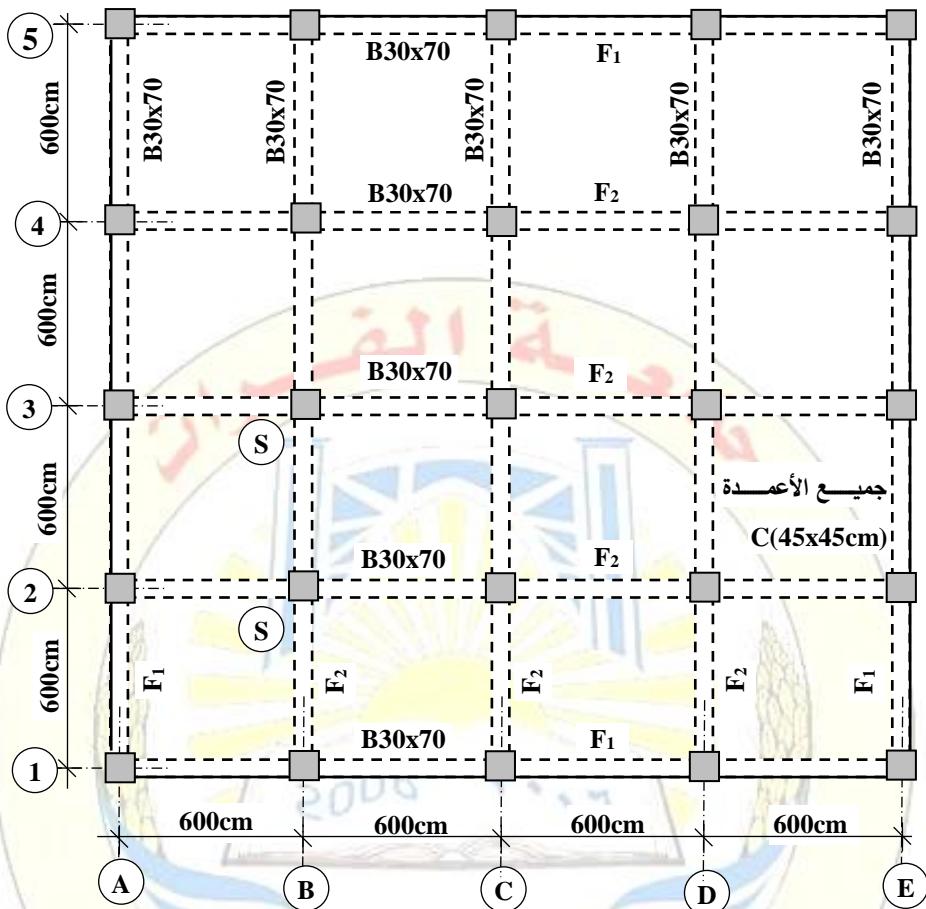
اعتماداً على مخططات الجهود للتركيب الحاكم للإطار F_2 الواقع على امتداد المحور 2 والكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة والملحق (ز) منه، ووفق الملحق /2/ من الكود الأساس، المطلوب:

1- تصمم فتحة الإطار AB في الطابق الأرضي على الانعطاف والقص.

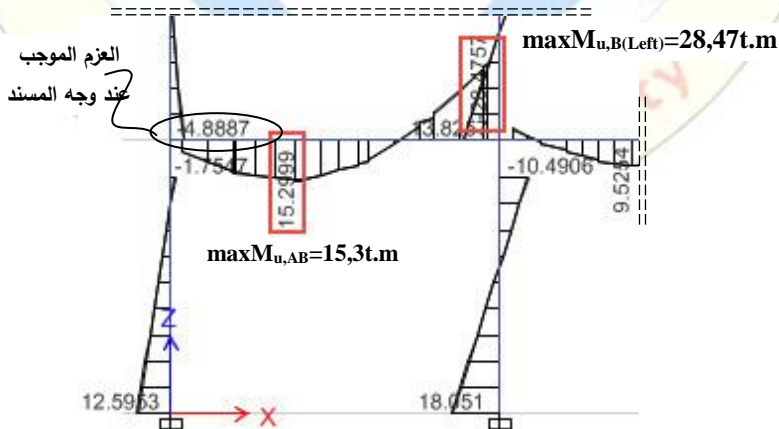
2- تصمم العمود في الطابق الأرضي والواقع على المحور B.



الشكل (5-38) مقطع طولي في الإطار Fx2

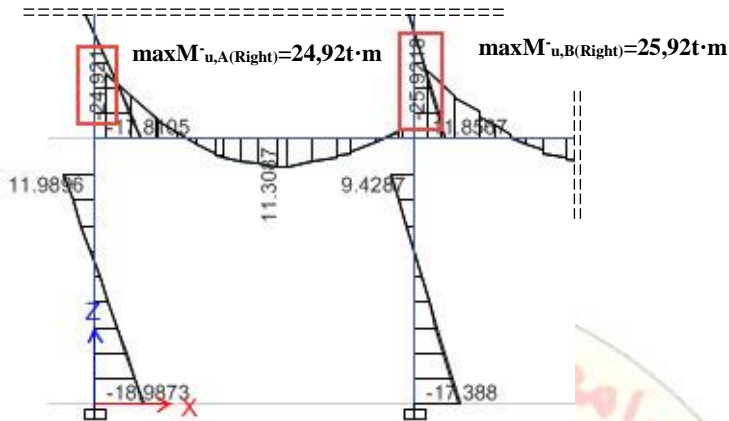


الشكل (39-5) مسقط سقف المستودع والمؤلف من هياكل بالاتجاهين



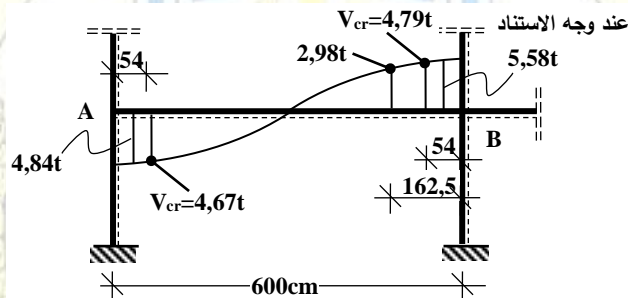
الشكل (40-5) مخطط العزم $M_u(t.m)$ للفتحة AB من أجل التركيب

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_x$$

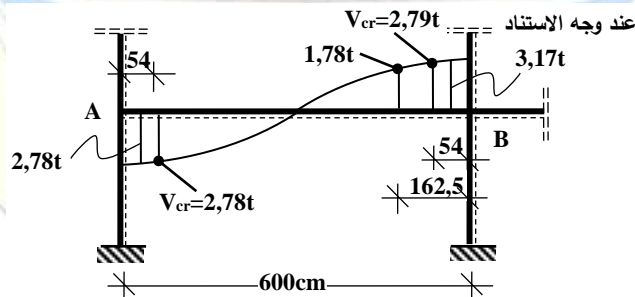


الشكل (41-5) مخطط العزم $M_u(t \cdot m)$ للفتحة AB من أجل التركيب

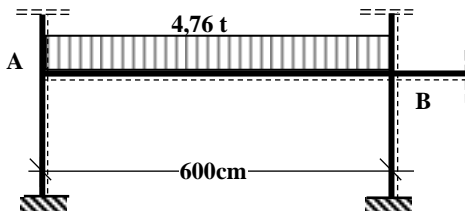
$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} - 1,1 \cdot E_x$$



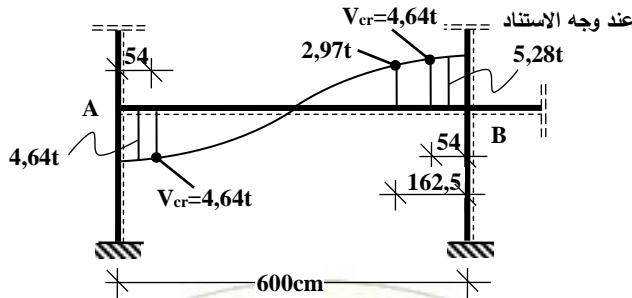
الشكل (42-5) مخطط الجهد القاطع للفتحة AB من أجل الحمولة Dead (أوزان ذاتية)



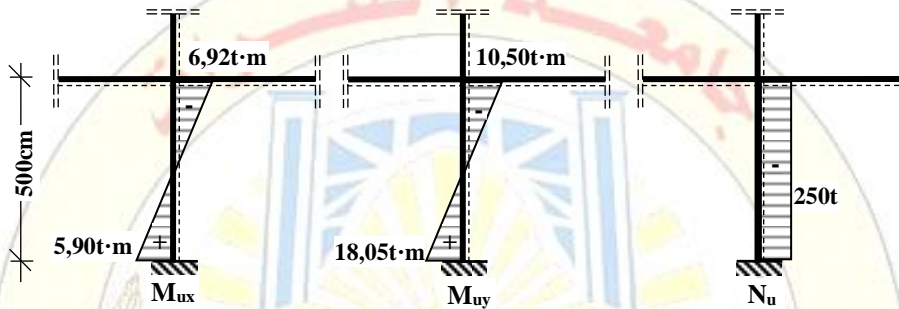
الشكل (43-5) مخطط الجهد القاطع للفتحة AB من أجل الحمولة DL (حمولة التغطية والاكساء)



الشكل (44-5) مخطط الجهد القاطع للفتحة AB من أجل الحمولة E_x (حمولة زلزالية أفقية)

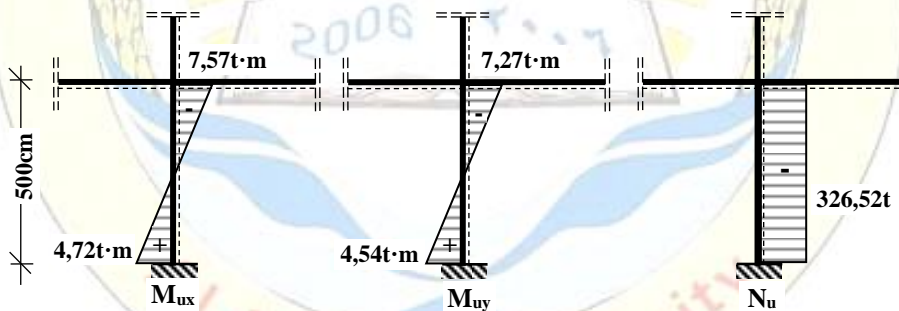


الشكل (45-5) مخطط الجهد القاطع للفتحة AB من أجل الحمولة LL (حمولة إضافية)



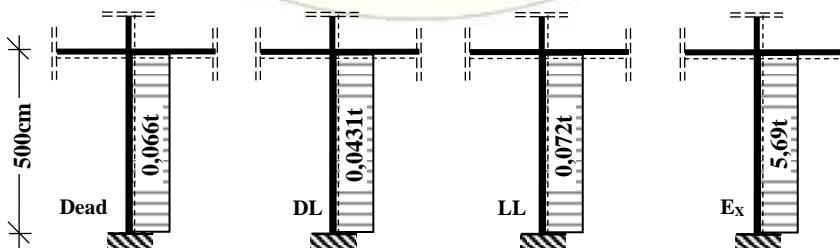
الشكل (46-5) مخططات الجهود للعمود الواقع على المحور B من الإطار F2 من أجل التركيب

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_x$$

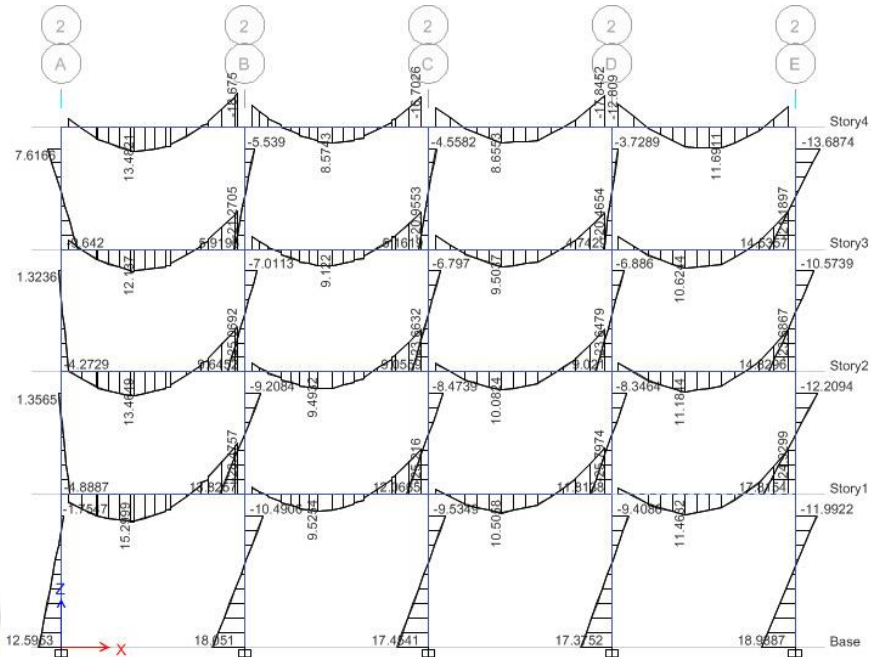


الشكل (47-5) مخططات الجهود للعمود الواقع على المحور B من الإطار F2 من أجل التركيب

$$U_1 = 1,4 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 1,7 \cdot \text{LL}$$

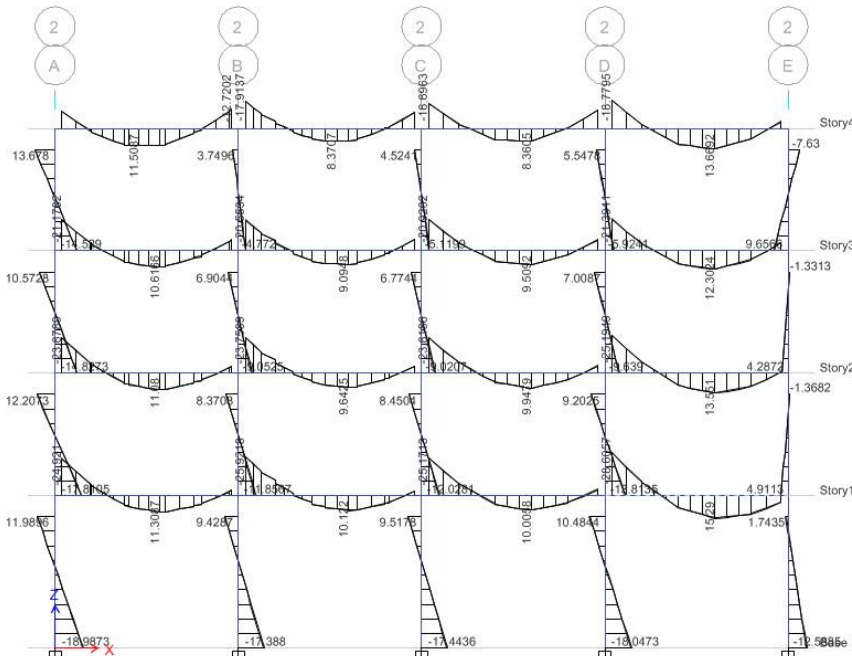


الشكل (48-5) مخططات الجهود القاطعة لنماذج الحمولات للعمود الواقع على المحور B من الإطار F2



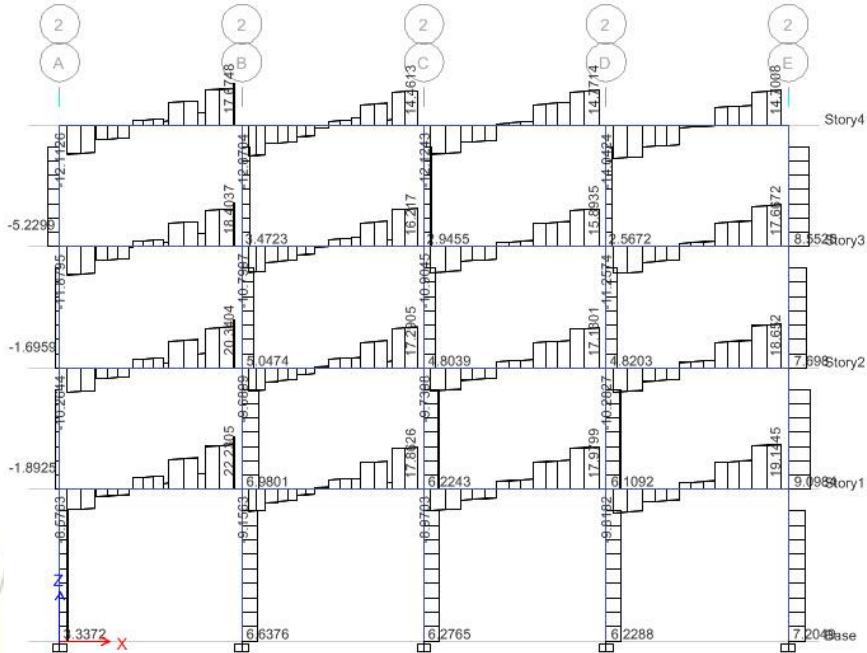
الشكل (49-5) مخطط العزم $M_u(t-m)$ للإطار F_2 من أجل التركيب

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_X$$



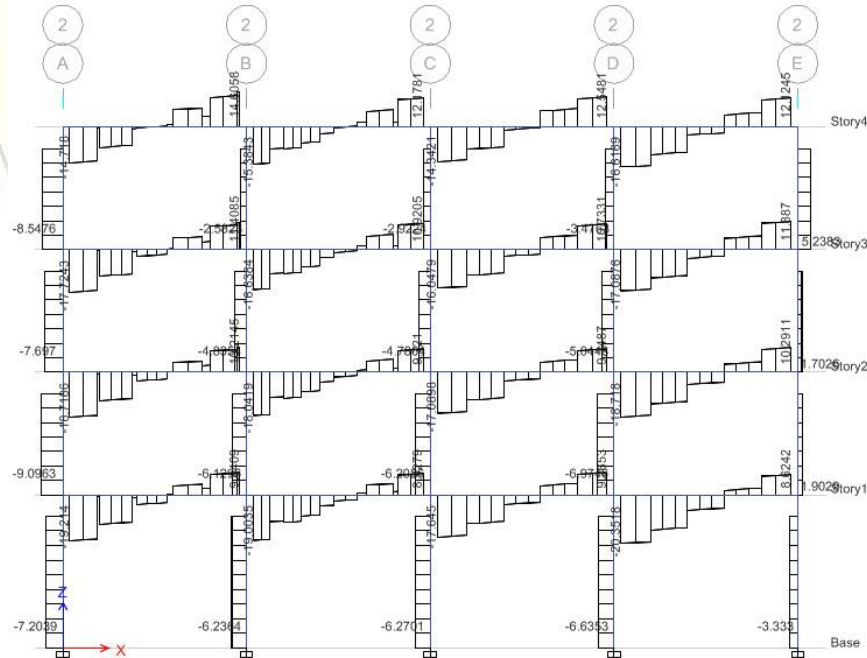
الشكل (50-5) مخطط العزم $M_u(t-m)$ للإطار F_2 من أجل التركيب

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} - 1,1 \cdot E_X$$



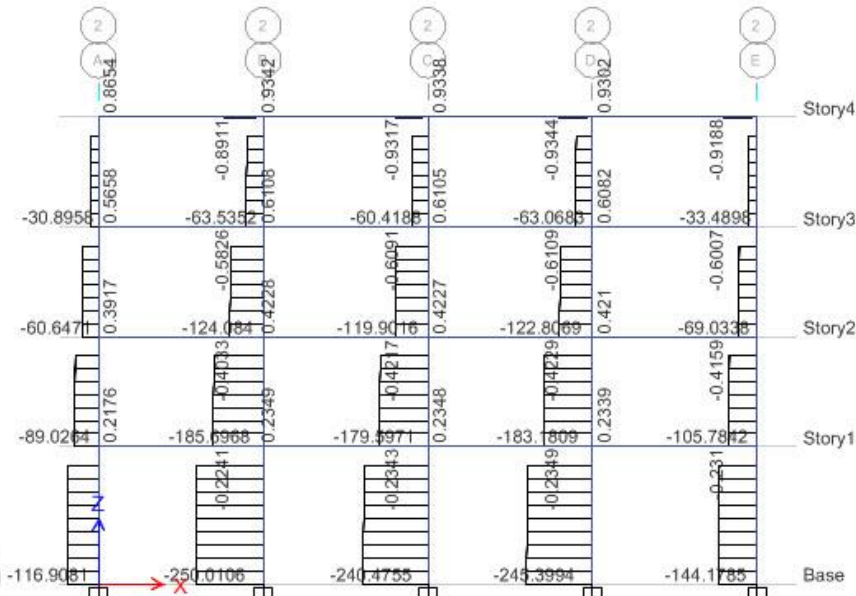
الشكل (51-5) مخطط القوى القاطعة V_n (ton) للإطار F_2 من أجل التركيب

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_X$$



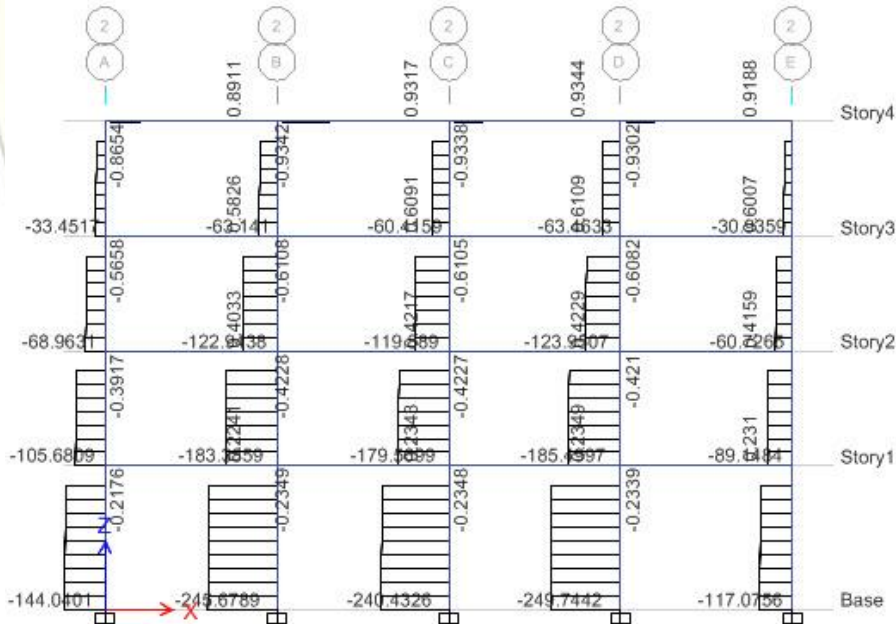
الشكل (52-5) مخطط القوى القاطعة V_n (ton) للإطار F_2 من أجل التركيب

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} - 1,1 \cdot E_X$$



الشكل (53-5) مخطط القوى المحورية N_u (ton) للإطار F_2 من أجل التركيب

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_x$$



الشكل (54-5) مخطط القوى المحورية N_u (ton) للإطار F_2 من أجل التركيب

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} - 1,1 \cdot E_x$$

استنتاج التراكيب التي اعتمدت في حساب مخططات الجهود:

نُذكر مجدداً أنه وفقاً لما ورد في الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة، تصمم المنشآت الخرسانية وكافة الأجزاء المكونة لها بحيث تقاوم أكثر التأثيرات خطورة من التراكيب الآتية، مع إلغاء ما يخص احمال الرياح والثلوج لعدم خضوع المنشأ المدروس لتأثير هاتان الحملتان:

$$U_1 = 1,4 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 1,7 \cdot \text{LL} \quad \dots\dots(a)$$

$$U_2 = 1,32 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E + 1,1 \cdot f_1 \cdot \text{LL} \quad \dots\dots(b)$$

$$U_3 = 0,99 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E \quad \dots\dots(c)$$

$f_1 = 0,5$ طالما أن الحملات الإضافية $\text{LL} \leq 500 \text{ kg/m}^2$ ، بالتعويض في العلاقة (b) نجد:

$$U_2 = 1,32 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E + 0,55 \cdot \text{LL} \quad \dots\dots(d)$$

E : تمثل الأفعال الناتجة عن الزلزال وتحدد بالعلاقة $E = \rho \cdot E_h + E_v$

E_h : تمثل الأفعال الناتجة عن المركبة الأفقية للزلزال والمحددة بقوة القص القاعدي V ، أما ρ فيمثل معامل الوثوقية لتكبير قوة القص القاعدي وفي مثالنا يساوي الواحد لأن المبنى يقع في المنطقة الزلزالية الثانية.

E_v : تمثل الأفعال الناتجة عن المركبة الرأسية للزلزال وتحسب من العلاقة الآتية:

$$E_v = 0,5 \cdot C_a \cdot I \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) = 0,5 \cdot 0,29 \cdot 1 \cdot (\text{Dead} + \text{DL})$$

$$E_v = 0,145 \cdot (\text{Dead} + \text{DL})$$

$$E = 1 \cdot E_h + 0,145 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \quad \dots\dots(e)$$

نعوض قيمة E (العلاقة (e)) في العلاقة (d) فنجد:

$$U_2 = 1,32 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot (E_h + 0,145 \cdot (\text{Dead} + \text{DL})) + 0,55 \cdot \text{LL}$$

$$U_2 = 1,32 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 0,159 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$U_{2-1} = 1,32 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,159 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$\Rightarrow U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(1)$$

$$U_{2-2} = 1,32 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) - 0,159 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$\Rightarrow U_{2-2} = 1,161 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(2)$$

أيضاً نعوض قيمة E (العلاقة (e)) في العلاقة (c) فنجد:

$$U_3 = 0,99 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot (E_h + 0,145 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}))$$

$$U_3 = 0,99 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 0,159 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$U_{3-1} = 0,99 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,159 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$\Rightarrow U_{3-1} = 1,149 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(3)$$

$$U_{3-2} = 0,99 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) - 0,159 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E_h$$

$$\Rightarrow U_{3-2} = 0,831 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(4)$$

من الجدير ذكره أن التحليل الإنشائي سيكون وفق برنامج ETABS وبالتالي من الممكن إدخال أثر اللامركزية الموجبة والسالبة ضمناً وفق الخيارات المقدمة من البرنامج أي يكفي تعريف القوة الزلزالية E_x للاتجاه X والقوة الزلزالية E_y للاتجاه Y لتكون التراكيب السابقة الموضحة في العلاقات (1)، (2)، (3)، (4) كالاتي.

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(1)$$

$$U_{2-2} = 1,161 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(2)$$

$$U_{3-1} = 1,149 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(3)$$

$$U_{3-2} = 0,831 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) \pm 1,1 \cdot E_h \quad \dots\dots(4)$$

نستبدل المركبة الأفقية للهزة الأرضية E_h في العلاقات (1)، (2)، (3)، (4) بالمركبة E_x ، ومن ثم بالمركبة E_y ، وكما ذكر أعلاه تُدخل اللامركزية الموجبة والسالبة ضمناً لنحصل بذلك على 16/ تركيب:

تراكيب الاتجاه X مع إدخال أثر تناوب القوة الزلزالية E_x :

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_x$$

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} - 1,1 \cdot E_x$$

$$U_{2-2} = 1,161 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_x$$

$$U_{2-2} = 1,161 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} - 1,1 \cdot E_x$$

$$U_{3-1} = 1,149 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 1,1 \cdot E_x$$

$$U_{3-1} = 1,149 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) - 1,1 \cdot E_x$$

$$U_{3-2} = 0,831 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 1,1 \cdot E_x$$

$$U_{3-2} = 0,831 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) - 1,1 \cdot E_x$$

تراكيب الاتجاه Y مع إدخال أثر تناوب القوة الزلزالية E_y :

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_y$$

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} - 1,1 \cdot E_y$$

$$U_{2-2} = 1,161 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_y$$

$$U_{2-2} = 1,161 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} - 1,1 \cdot E_y$$

$$U_{3-1} = 1,149 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 1,1 \cdot E_y$$

$$U_{3-1} = 1,149 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) - 1,1 \cdot E_y$$

$$U_{3-2} = 0,831 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 1,1 \cdot E_y$$

$$U_{3-2} = 0,831 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) - 1,1 \cdot E_y$$

الآن يمكن بدء حل المسألة وفق التسلسل الآتي.

الحل:

الطلب الأول: تصمم فتحة الإطار AB في الطابق الأرضي على الانعطاف والقص:

أولاً: تحقيق الاشتراطات البعدية:

1- تُعد الفتحة AB مستمرة من الطرفين ولو كانت الفتحة الأولى من الإطار، لأننا نفترض العقد صلبة وبالتالي بداية الفتحة عند المسند A موثوقة، ومن أجل

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2, \text{ ومن الجدول (7-1) ص 133 من ك. ع. س.:}$$

$$\min H \geq \frac{\ell}{16} = \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm} < H = 70 \text{ ... ok}$$

2- يجب أن لا يقل طول المجاز الصافي للفتحة ℓ_n عن $4d$ حيث d المجاز الفعال:

$$\ell_n \geq 4 \cdot d$$

$$d' = 0,1 \cdot H = 0,1 \cdot 70 = 7 \text{ cm}$$

$$d = H - d' = 70 - 7 = 63 \text{ cm}$$

$$\ell_n = \ell_{AB} - \frac{b_{s1}}{2} - \frac{b_{s2}}{2} = 600 - \frac{45}{2} - \frac{45}{2} = 555 \text{ cm}$$

$$\ell_n = 555 \text{ cm} > 4 \cdot d = 4 \cdot 63 = 252 \text{ cm} \text{ ... ok}$$

3- باعتبار الإطار محلي خاص فيجب أن لا يقل عرض جوائز الإطار عن الأكبر بين

القيمتين:

$$b_w = 30 \text{ cm} \geq \max \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 0,3 \cdot H = 0,3 \cdot 70 = 21 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_w = 30 \text{ cm} > 21 \text{ cm} \text{ ... ok}$$

4- يجب أن لا يزيد عرض المقطع العرضي لجائز الإطار عن عرض الاستناد (عرض العمود).

$$b_w = 30 \text{ cm} < b_{s1} = b_{s2} = 45 \text{ cm} \quad \dots \quad \text{ok}$$

ثانياً: تصميم مقاطع جائز الإطار AB على الانعطاف:

يبين الشكل مخطط عزم الانعطاف للفتحة AB والقيم الموضحة عند المساند تمثل العزوم التصميمية عند أوجه الاستناد، وذلك من أجل تركيبين حاكمين نحصل منهما على أكبر قيمة للعزوم الموجبة والسالبة للفتحة AB من تأثير القوة الزلزالية E_x المتناوبة بالاتجاه، ومن أجل تغير قيمة اللامركزية.

قبل البدء بالتصميم من الملاحظ أن جميع عناصر الإطار تخضع لقوى محورية، وبالتالي لا بد من تحديد سلوك العنصر من أجل تحديد الاشتراطات الواجب تحقيقها، أي لا بد من تحديد هل يعمل كعنصر خاضع للانعطاف الصافي، أم يعمل كعنصر خاضع لضغط مركزي:

- إذا كان $N_u \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$ يُقال أنه يعمل كعنصر خاضع للانعطاف، ونحقق الاشتراطات المتعلقة بالحيزان.
 - إذا كان $N_u > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$ يعامل كعنصر خاضع للضغط المركزي، ونحقق الاشتراطات المتعلقة بالأعمدة ذات التسليح العرضي العادي أو الحلزوني.
- من أجل حالتي التحميل المدروستين لم تتجاوز القوة المحورية لجائز الإطار القيمة 235 kg وبالتالي:

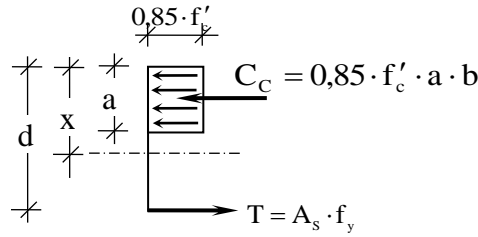
$$235 \text{ kg} < 0,1 \cdot 200 \cdot 30 \cdot 70 = 42000 \text{ kg} \quad \dots \quad \text{ok}$$

يعمل العنصر AB كعنصر خاضع للانعطاف، وعند تصميمه نحقق الاشتراطات المتعلقة بالحيزان.

تصميم المقطع عند المسند A:

$$M_{U(A)}^- = 24,92 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$d = h - d' = 70 - 7 = 63 \text{ cm} \quad \text{: يبلغ الارتفاع الفعال}$$



لحساب التسليح سنستعمل علاقة التوازن الثانية:

$$M_u = \Omega \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) ; \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$M_u = \Omega \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$24,92 \cdot 10^5 = 0,9 \cdot A_s \cdot 4000 \cdot \left(63 - \frac{A_s \cdot 4000}{2 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 30} \right)$$

$$1411,765 A_s^2 - 226800 \cdot A_s + 24,92 \cdot 10^5 = 0$$

$$A_s = 11,86 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

تصميم المقطع عند المسند B:

نلاحظ وجود قيمتين للعزم يمين ويسار المسند ومن أجل حالي التحميل وبالطبع سيُصمم المقطع على القيمة الأكبر.

$$\max M_{U(B)}^- = 28,47 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_u = \Omega \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$28,47 \cdot 10^5 = 0,9 \cdot A_s \cdot 4000 \cdot \left(63 - \frac{A_s \cdot 4000}{2 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 30} \right)$$

$$1411,765 \cdot A_s^2 - 226800 \cdot A_s + 28,47 \cdot 10^5 = 0$$

$$A_s = 13,73 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T18 + 2T16 = 14,18 \text{ cm}^2$$

تصميم المقطع في مجاز الفتحة AB:

$$\max M_{U(AB)}^+ = 15,30 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_u = \Omega \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$15,30 \cdot 10^5 = 0,9 \cdot A_s \cdot 4000 \cdot \left(63 - \frac{A_s \cdot 4000}{2 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 30} \right)$$

$$1411,765 \cdot A_s^2 - 226800 \cdot A_s + 15,30 \cdot 10^5 = 0$$

$$A_s = 7,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T16 + 3T12 = 7,41 \text{ cm}^2$$

تحقيق اشتراطات التسليح في الفتحة AB وفق الكود السوري:

$$1- \text{مقارنة التسليح مع القيم المسموحة حيث: } \min A_s \geq \frac{9}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$\min A_s \geq \frac{9}{4000} \cdot 30 \cdot 63 = 4,25 \text{ cm}^2$$

$$\max A_s \leq \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{4550}{6300 + f_y} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot b_w \cdot d$$

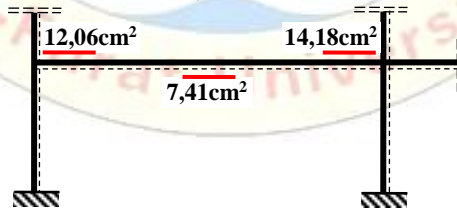
$$\max A_s \leq \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{4550}{6300 + 4000} \cdot \frac{200}{4000} \right) \cdot 30 \cdot 63 = 20,87 \text{ cm}^2$$

تُقارن أصغر قيمة تسليح مع $\min A_s$ وتُقارن أكبر قيمة للتسليح مع $\max A_s$ كالآتي:

$$A_s = 7,41 \text{ cm}^2 > \min A_s = 4,25 \text{ cm}^2 \dots \text{ ok}$$

$$A_s = 14,18 \text{ cm}^2 < \max A_s = 20,87 \text{ cm}^2 \dots \text{ ok}$$

2- في أي مقطع حرج يجب أن يتحقق: $A_s - A'_s \leq 0,5 \cdot A_{sb}$ ، وتمثل A_{sb} التسليح التوازني لمقطع مستطيل مسلح على الشد فقط، ومن المقارنة لقيم التسليح الحسابية مع $0,5 \cdot A_{sb}$ نلاحظ أن جميع القيم كما هو مبين بالشكل (5-55) محققة، ولعدم وجود تسليح ضغط فإن جميع قيم التسليح الحسابية هي أصغر من نصف التوازنية.



الشكل (5-56) قيم التسليح الحسابي في الفتحة AB لجائز الاطار

3- يجب أن لا يقل التسليح السالب في أي مقطع ضمن الجائز عن 1/5 من التسليح السالب الأكبر.

$$A_s^- \geq \frac{\max(A_{S,Right}^- ; A_{S,Left}^-)}{5}$$

$$A_s^- \geq \frac{\max(14,18; 12,06)}{5} = \frac{14,18}{5} = 2,84 \text{ cm}^2$$

إذا سُوِّعت تسليح علوي في الفتحة AB لا يقل عن $2,84 \text{ cm}^2$ وسُوِّعت بدلاً عن تسليح التعليق، مبدئياً $2T14=3,08 \text{ cm}^2$ لحين الانتهاء من كافة التحقيقات والتأكد من كفاية القيمة المختارة، لكن يجب أن يستمر سيخين من التسليح العلوي والسفلي على كامل طول المجاز ويستمران ضمن المسند بمسافة كافية، ولهذا سُوِّعت سيخين قطر 16 mm على كامل طول الفتحة من الأعلى وهي تعطي باقي الاشتراطات، عدا ما قد يلزم لربط الأساور وفق عدد الأذرع اللازمة لاحقاً.

5- في حال كان ارتفاع الجائز أكبر من 60 cm ، أو مساحة مقطعه العرضي أكبر من 2000 cm^2 يجب وضع أسياخ تقلص على جوانب المقطع بالقرب من السطح الخارجي بحيث لا تقل مساحتها عن:

$$A_{SS,(AB)} \geq 0,001 \cdot b_w \cdot d = 0,001 \cdot 30 \cdot 63 = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$\varphi_{SS,(AB)} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\varphi_{\max}}{2} = \frac{18}{2} = 9 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\varphi_{SS,(AB)} \geq 10 \text{ mm}$$

إن اختيار $2T10$ لا يحقق مساحة أسياخ التقلص اللازمة، لذلك لابد من زيادة عدد الأسياخ، أي وضع طبقتين قطر 10 mm على محيط جذع الجائز، أو زيادة القطر ليكون $2T12$ وفي هذه الحالة:

$$\varphi_{SS,(AB)} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 > 1,89 \text{ cm}^2$$

6- يجب أن لا يقل العزم الموجب في الفتحة AB عن $0,5 \cdot M_0$ ، تمثل العزم الناتج عن تحميل الفتحة المدروسة بكافة الحمولات وافترضها بسيطة الاستناد، وتتعرض الفتحة AB لحمولتين، الأولى مثلثية من البلاطات، والثانية من الوزن الذاتي للجائز وهي موزعة بانتظام:

• تحليل الحمولات على متر مربع من البلاطة:

تحليل حمولة متر مربع من البلاطة:

$$\text{وزن ذاتي: } 0,15 \cdot 2,5 = 0,375 \text{ t/m}^2$$

$$\text{تغطية وإكساء: } 0,3 \text{ t/m}^2$$

$$\text{حمولة إضافية: } 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{مصعدة كلية: } W_U = 1,4 \cdot (0,375 + 0,3) + 1,7 \cdot 0,5 = 1,795 \text{ t/m}^2$$

وبهذا فالحمولة المثلثية المصعدة المنقولة من البلاطات على طرفي جانز الإطار:

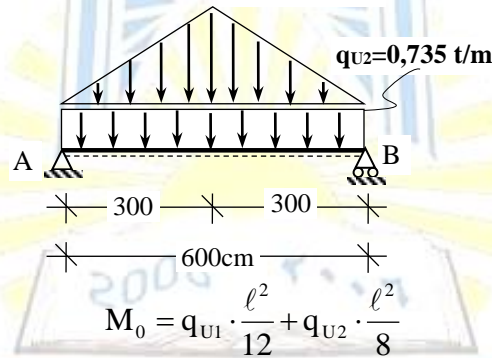
$$q_{U1} = 2 \cdot 1,795 \cdot \frac{6}{2} = 10,77 \text{ t/m}$$

الحمولة الثانية من الوزن الذاتي لجانز الإطار وهي موزعة بانتظام:

$$q_{U2} = 1,4 \cdot (0,3 \cdot 0,7 \cdot 2,5) = 0,735 \text{ t/m}$$

$$q_{U1} = 10,77 \text{ t/m}$$

$$q_{U2} = 0,735 \text{ t/m}$$



$$M_0 = q_{U1} \cdot \frac{\ell^2}{12} + q_{U2} \cdot \frac{\ell^2}{8}$$

$$M_0 = 10,77 \cdot \frac{6^2}{12} + 0,735 \cdot \frac{6^2}{8} = 35,62 \text{ t} \cdot \text{m}$$

بالمقارنة بين العزم التصميمي لجانز الإطار ونصف قيمة عزم الجانز البسيط للفتحة المدروسة نجد:

$$\max M_{U,AB}^+ = 15,3 < \frac{M_0}{2} = \frac{35,62}{2} = 17,81 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow \max M_{U,AB}^+ = \frac{M_0}{2} = 17,81 \text{ t} \cdot \text{m}$$

وهذا يقتضي بالضرورة إعادة حساب التسليح اللازم لفتحة الإطار المدروسة AB لتكون القيمة النهائية له كالآتي:

$$M_u = \Omega \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$17,81 \cdot 10^5 = 0,9 \cdot A_s \cdot 4000 \cdot \left(63 - \frac{A_s \cdot 4000}{2 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 30} \right)$$

$$1411,765 \cdot A_s^2 - 226800 \cdot A_s + 17,81 \cdot 10^5 = 0$$

$$A_s = 8,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 + 2T12 = 8,42 \text{ cm}^2$$

7- يجب أن لا يقل التسليح الناتج عن العزم الموجب عند وجه المسند عن نصف التسليح الرئيسي الموجب، ولا عن نصف التسليح الرئيسي السالب، حيث تظهر عند دراسة الإطارات على القوى الأفقية عزوم موجبة عند وجه الاستناد لأحد أطراف الفتحة (كما هو مبين بالشكل (40-5) والشكل (41-5)) إذ تتناوب بين يمين ويسار الفتحة، مع تناوب القوة الأفقية الناتجة عن القوة الزلزالية، لذلك جاء هذا الشرط للتأكيد على وجوب وصول أسياخ تسليح لا تقل قيمتها عن نصف قيمة التسليح في الفتحة (وهذا شرط مُعتمد في دراسة الجيزان على الحمولات الشاقولية واستعمال أسلوب إيقاف التسليح أو تكسيحه)، أيضاً لا يقل عن نصف قيمة التسليح العلوي (المقاوم للعزم السالب) عند ذات المقطع، من الشكل (40-5) لدينا عزم موجب يسار الفتحة AB بقيمة 4,89 t.m وقيمة التسليح اللازمة لمقاومته حسابياً تبلغ $A_s = 2,2 \text{ cm}^2$ ، أما يمين الفتحة AB فالعزم الناتج عن تناوب الحمولة الأفقية سالب، كما في الشكل (41-5) وبقيمة صغيرة جداً، ولا داعي لحساب التسليح لأن الشرط يحدد فقط ما يخص العزوم الموجبة عند المساند، الآن من الممكن مقارنة قيم التسليح وفق الشرط الأخير كالاتي:

• يسار الفتحة AB:

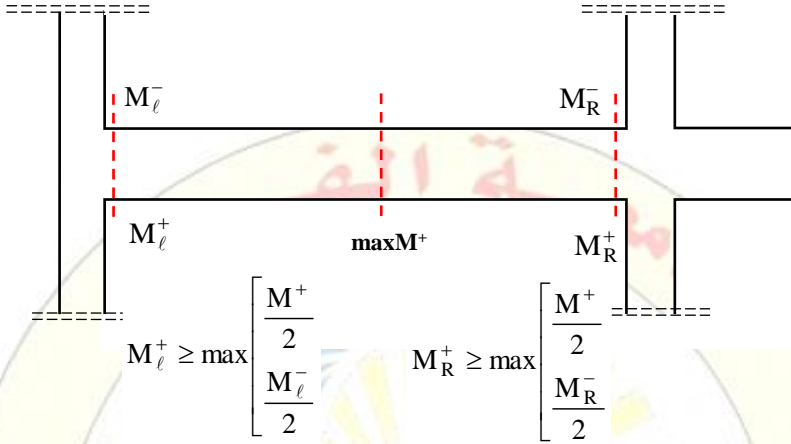
$$A_{s,\ell}^+ = 2,2 \text{ cm}^2 < \max \begin{cases} \frac{8,42}{2} = 4,21 \text{ cm}^2 \\ \frac{12,06}{2} = 6,03 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

إذا يجب أن تكون قيمة التسليح الواصل للمسند يسار الفتحة AB لا يقل عن

$$A_{s,\ell}^+ \geq 6,03 \text{ cm}^2$$

• يمين الفتحة AB:

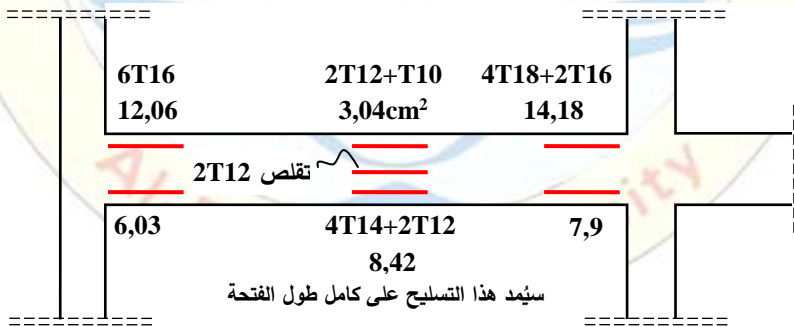
$$A_{S,R}^+ = 0 \text{ cm}^2 < \max \begin{cases} \frac{8,42}{2} = 4,21 \text{ cm}^2 \\ \frac{14,18}{2} = 7,9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$



R هنا ترمز ليمين الفتحة و ℓ ترمز ليسار الفتحة AB

الشكل (57-5) اشتراطات التسليح أو العزوم لجائز الاطار

إذا يجب أن تكون قيمة التسليح الواصل للمسند يمين الفتحة AB لا يقل عن $A_{S,R}^+ \geq 7,9 \text{ cm}^2$ ، يوضح الشكل (58-5) قيم التسليح لفتحة الإطار AB بعد أن تم تحقيق الشروط واختيار الأسياخ المناسبة.



الشكل (58-5) قيم التسليح لفتحة الإطار AB بعد اختيار التسليح وتحقيق الشروط

ثالثاً: تصميم مقاطع جائز الإطار AB على القوى القاطعة:

وفقاً لاشتراطات الملحق ز من الكود الأساس والملحق رقم 2/، يُحسب تسليح القص في عناصر الإطار الخاص المحلي المقاوم للعزوم، والخاضع لحمولات أفقية ناتجة عن قوى زلزالية تبعاً للقيمة التصميمية الآتية:

$$V_U = \Omega \cdot V_n$$

$$V_e = V_p + V_g \quad \text{وهي تمثل مجموع قيمتين:}$$

V_g : تُمثل قوة القص وفق التركيب الحاكم بعد حذف الحد الخاص بالزلازل.

• الطريقة A لحساب V_p :

تُحسب V_p طاقة تحمل العنصر المدروس على القص وفق الطريقة A بتطبيق العزوم الحدية الإسمية على طرفي العنصر المدروس، وباتجاهين متعاكسين وتُعتمد القيمة الأكبر بينهما.

$$V_p = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{p1} = \frac{M_{pr,\ell}^+ + M_{pr,R}^-}{l_n} \\ V_{p2} = \frac{M_{pr,\ell}^- + M_{pr,R}^+}{l_n} \end{array} \right.$$

$M_{pr,\ell}^-$: طاقة تحمل المقطع الإسمية المحتملة ليسار الفتحة المدروسة AB وفق التسليح العلوي السالب وبافتراض $\Omega = 1$.

$M_{pr,\ell}^+$: طاقة تحمل المقطع الإسمية المحتملة ليسار الفتحة المدروسة AB وفق التسليح السفلي الموجب وبافتراض $\Omega = 1$.

$M_{pr,R}^-$: طاقة تحمل المقطع الإسمية المحتملة ليمين الفتحة المدروسة AB وفق التسليح العلوي السالب وبافتراض $\Omega = 1$.

$M_{pr,R}^+$: طاقة تحمل المقطع الإسمية المحتملة ليمين الفتحة المدروسة AB وفق التسليح السفلي الموجب وبافتراض $\Omega = 1$.

من أجل حساب قيم العزوم الإسمية المحتملة نُذكر بأن الإطار خاص، وبالتالي سيصعد إجهاد الخضوع لل فولاذ بالقيمة 1,25.

$$M_n = \Omega \cdot A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right) ; \Omega = 1$$

$$A_{s\ell}^+ = A_{sR}^+ = 4T14 + 2T12 = 4 \cdot 1,54 + 2 \cdot 1,13 = 8,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$M_{pr,\ell}^+ = M_{pr,R}^+ = 8,42 \cdot 1,25 \cdot 4000 \cdot \left(63 - \frac{8,42 \cdot 1,25 \cdot 4000}{2 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 30} \right) \cdot 10^{-5}$$

$$M_{pr,\ell}^+ = M_{pr,R}^+ = 24,78 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A_{S\ell}^- = 6T16 = 6 \cdot 2,01 = 12,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$M_{pr,\ell}^- = 12,06 \cdot 1,25 \cdot 4000 \cdot \left(63 - \frac{12,06 \cdot 1,25 \cdot 4000}{2 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 30} \right) \cdot 10^{-5} = 34,42 \text{ t} \cdot \text{m}$$

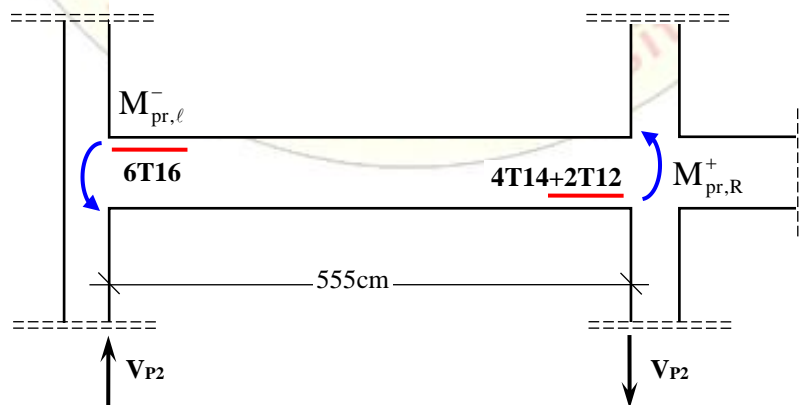
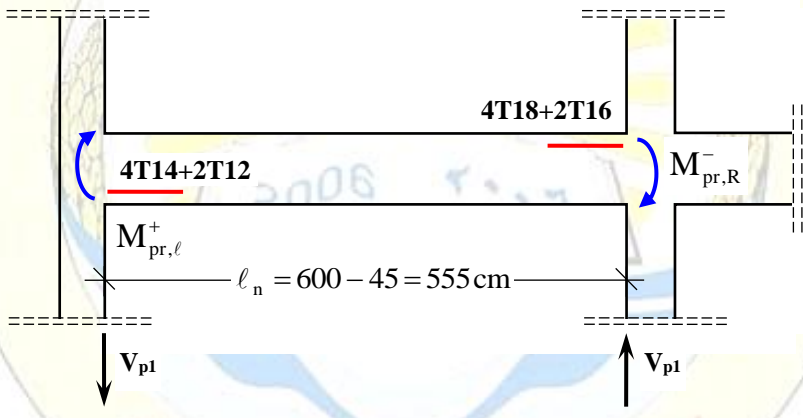
$$A_{SR}^- = 4T18 + 2T16 = 4 \cdot 2,54 + 2 \cdot 2,01 = 14,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$M_{pr,R}^- = 14,18 \cdot 1,25 \cdot 4000 \cdot \left(63 - \frac{14,18 \cdot 1,25 \cdot 4000}{2 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 30} \right) \cdot 10^{-5} = 39,74 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_{P1} = \frac{M_{pr,\ell}^+ + M_{pr,R}^-}{\ell_n} = \frac{24,78 + 39,74}{5,55} = 11,63 \text{ t}$$

$$V_{P2} = \frac{M_{pr,\ell}^- + M_{pr,R}^+}{\ell_n} = \frac{34,42 + 24,78}{5,55} = 10,67 \text{ t}$$

$$V_{P(\text{Method,A})} = \max \begin{cases} V_{P1} = 11,63 \text{ t} \\ V_{P2} = 10,67 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow V_{P(\text{Method,A})} = 11,63 \text{ t}$$



• الطريقة B لحساب V_p :

تُحسب قوة القص V_p وفق الطريقة B اعتماداً على تراكيب الأحمال في مواقع تراكب عزوم الانعطاف وقوى القص لكلٍ من تأثير القوى الزلزالية والحمولات الشاقولية، تُؤخذ E مساوية إلى ضعف قيمتها وفقاً لما هو محدد بالكود، أي.

$$U_2 = 1,2 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,5 \cdot \text{LL} + 2 \cdot E$$

كما تم التوضيح في المعطيات فإن المركبة الرأسية تساوي $E_v = 0,145 \cdot (\text{DL} + \text{S.W.})$.

$$E = 1 \cdot E_h + 0,145 \cdot (\text{Dead} + \text{DL})$$

بتعويض قيمة E :

$$U_2 = 1,2 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,5 \cdot \text{LL} + 2 \cdot (E_h + 0,145 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}))$$

$$U_2 = 1,49 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,5 \cdot \text{LL} + 2 \cdot E_h$$

الإطار المدروس باتجاه المحور X والتركيب الحاكم محدد بالقوة E_x ، وللحصول على قوة القص سيعتمد على تجميع قوى القص الناتجة عن كل حمولة، ومن الممكن كتابة التراكيب الأخير من أجل قوى القص كالاتي.

$$V_U = 1,49 \cdot V_{(\text{Dead} + \text{DL})} + 0,5 \cdot V_{\text{LL}} + 2 \cdot V_{E_x}$$

ويُحسب القص في المقطع الحرج من مخططات قوى القص لكل حمولة والمعطاة لعنصر جائر الإطار على بُعد:

$$X_{Cr} = \frac{b_s}{2} + \frac{d}{2} = \frac{45}{2} + \frac{63}{2} = 54 \text{ cm}$$

$$V_{P(\text{Method,B})} = 1,49 \cdot (4,79 + 2,79) + 0,5 \cdot 4,64 + 2 \cdot 4,76 = 23,13 \text{ t}$$

$$V_p = \min \begin{cases} V_{P(\text{Method,A})} = 11,63 \text{ t} \\ V_{P(\text{Method,B})} = 23,13 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow V_p = V_{P(\text{method,A})} = 11,63 \text{ t}$$

• حساب V_g :

تمثل قيمة قوة القص وفق التراكيب الحاكم بعد حذف الحد الخاص بالزلازل، وفق

نتائج تحليل المنشأ كان التراكيب الحاكم للعنصر AB على القص هو:

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_x$$

وبعد حذف الحد الخاص بالقوة الأفقية الزلزالية:

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL}$$

$$\Rightarrow V_g = 1,479 \cdot (V_{Dead} + V_{DL}) + 0,55 \cdot V_{LL}$$

بالعودة لمخططات القوى القاطعة ومن أجل المقطع الحرج على بعد $d/2$ من وجه الاستناد:

$$\Rightarrow V_g = 1,479 \cdot (4,79 + 2,79) + 0,55 \cdot 4,64 = 13,76 \text{ t}$$

$$V_e = V_p + V_g = 11,63 + 13,76 = 25,39 \text{ t}$$

ملاحظة: القيم التي يُظهرها ETABS في التقارير النهائية تختلف عما حُسب أعلاه، كون المقطع الحرج وفق الكود الأمريكي ACI-318 يؤخذ على بُعد d من وجه الاستناد.
تصميم المقطع الحرج على القص:

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,75 \cdot b_w \cdot d} \text{ : بحسب الإجهاد المماسي الحدي من العلاقة:}$$

$$d = 63 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{25,39 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 30 \cdot 63} = 17,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{cu} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,72 \cdot \sqrt{f'_C} = 0,72 \cdot \sqrt{200} = 10,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \bar{\tau}_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 2,0 \cdot \sqrt{f'_C} = 2,0 \cdot \sqrt{200} = 28,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max \bar{\tau}_U = 28,28 \text{ kg/cm}^2 > \tau_u = 17,91 > \bar{\tau}_{cu} = 10,18 \text{ kg/cm}^2$$

تسليح القص وتُهمل مساهمة الخرسانة في مقاومة القص من أجل الاحتياطات على الزلازل وبالتالي:

$$A_{St} = \frac{(\tau_U - \tau_{0U})}{f_y} \cdot b_w \cdot S$$

$$A_{St} = \frac{(17,91 - 0)}{4000} \cdot 30 \cdot S = 0,134 \cdot S$$

$$\min A_{St} = \frac{3,5}{f_y} \cdot b \cdot S = \frac{3,5}{4000} \cdot 30 \cdot S = 0,026 \cdot S$$

$$A_{St} = 0,134 \cdot S > \min A_{St} = 0,026 \cdot S \quad \dots \text{ok}$$

عند اختيار خطوة الإسورة يجب ألا تزيد المسافة بين الأساور المتجاورة عند كلٍ من نهايتي جائر الإطار على القيمة الأصغر بين القيم الآتية، وتمتد لمسافة لا تقل عن ضعف ارتفاع الجائر، وبفرض $\phi_t = 8 \text{ mm}$:

$$S \leq \min \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{63}{3} = 21 \text{ cm} \\ 8\varphi_{\min} = 8 \cdot 1,2 = 9,6 \text{ cm} \\ 20\varphi_t = 20 \cdot 0,8 = 16 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S = 9,6 \text{ cm}$$

$$\text{نختار } S = 9 \text{ cm} \Rightarrow A_{St} = 0,134 \cdot 9 = 1,206 \text{ cm}^2$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_{St} = 2 \cdot 2 \cdot 0,5 = 2 \text{ cm}^2 > 1,206 \text{ cm}^2 \dots \text{ok}$$

2T8/9cm

وفقاً لشروط الملحق (ز) من الكود الأساس والملحق رقم /2/ تزود نهايتا الجائز بأساور مغلقة (hoops) ابتداءً من وجه العقدة، ولمسافة لا تقل عن ضعفي ارتفاعه، كما يجب مد تسليح القص المكثف بالقرب من المساند لمسافة لا تقل عن ضعفي ارتفاع الجائز، $2 \cdot h = 2 \cdot 70 = 140 \text{ cm}$ ليتمد بعدها التسليح الإنشائي، ولا تزيد المسافة بين الأساور المتجاورة في وسط المجاز عن القيمة الأصغر مما يلي (من أجل جائز متدلي):

$$S \leq \min \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{63}{2} = 31,5 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$$

بفرض $S=20 \text{ cm}$.

$$\min A_{St} = 0,026 \cdot S = 0,026 \cdot 20 = 0,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{T8/20 cm}$$

الطلب الثاني: تصميم عمود الإطار في الطابق الأرضي على الانعطاف والقص:

أولاً: تصميم عمود الإطار على الانعطاف:

كما ذكر سابقاً لا بد بداية من تحديد سلوك العنصر من أجل تحديد الاشتراطات الواجب تحقيقها، أي لا بد من تحديد هل يعمل كعنصر خاضع للانعطاف الصافي، أم يعمل كعنصر خاضع لضغط مركزي أو لامركزي:

• إذا كان $N_u \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$ يُقال أنه يعمل كعنصر خاضع للانعطاف، ونحقق الاشتراطات المتعلقة بالجيوزان.

• وإذا كان $N_u > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$ يعامل كعنصر خاضع للضغط المركزي، ونحقق الاشتراطات المتعلقة بالأعمدة ذات التسليح العرضي العادي أو الحلزوني.

من الشكل لدينا $N_u=250t$ ، وأبعاد مقطع العنصر $45 \times 45 \text{cm}$.

$$250t > 0,1 \cdot 200 \cdot (45)^2 \cdot 10^{-3} = 40,5t$$

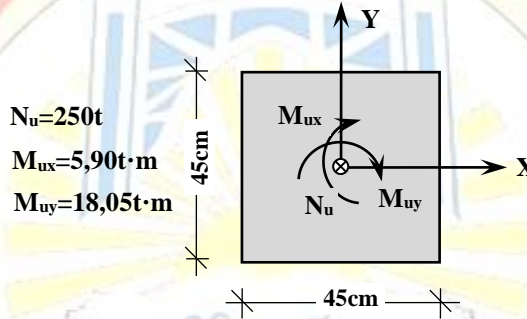
يعامل العنصر المدروس كعمود وتُطبق عليه الشروط المتعلقة بالأعمدة كما هو وارد بالكود السوري.

بالعودة لمخططات الجهود التي يخضع لها العمود سندرس حالتين الأولى متعلقة

بالتركيب $U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_x$ والثانية من أجل

التركيب الأساسي لحالة حمولات شاقولية $U_1 = 1,4 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 1,7 \cdot \text{LL}$.

الحالة رقم 1:



يخضع العمود لقوة ضاغطة مع لامركزية بالاتجاهين (حالة عزم منحرف)، وللتحقق من استطاعة المقطع لتحمل الجهود المطبقة، ستستعمل طريقة الحمولة المعكوسة (طريقة بريسler) ويمكن العودة للمرجع [6] ص 451 لمزيد من المعلومات حول هذا الموضوع.

طالما أنّ الطريقة هي تحقيق فلأيد من فرض نسبة تسليح للعمود واختيار الأسياخ المناسبة، ومن ثم حساب الحمولة الإسمية المسموح تطبيقها، على مقطع مفروض الأبعاد والتسليح ومن ثم المقارنة مع القوة التي يخضع لها العمود، وفي حال كانت الحمولة المطبقة أكبر من طاقة تحمل العمود، عندها لا بد من اتخاذ أحد الاجراءين حسب الفرق بين القيمتين، إما زيادة نسبة التسليح، أو زيادة أبعاد المقطع.

الإطار المدروس غير مسند جانبياً، أي قابل للإزاحة الأفقية ولدى حساب عامل التشكل وُجد بأنه يساوي 1,2، وبذلك يكون طول التحنيب:

$$l_0 = \alpha \cdot l_n = 1,2 \cdot (500 - 70) = 516 \text{cm}$$

$$\lambda = \frac{\ell_0}{0,289 \cdot b} = \frac{516}{0,289 \cdot 45} = 39,68 < 40 \Rightarrow \text{إذا يمكن إهمال أثر التحنيب}$$

سُفترض نسبة التسليح $\mu_s = 0,024 < \max \mu_s = 0,025$ ونختار أسياخ 16T20 موزعة بانتظام على كامل محيط المقطع.

$$A_s = 16 \cdot 3,14 = 50,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu_s = \frac{50,24}{(45)^2} = 0,0248 \approx 0,025$$

وبما أن المطلوب إجراء التحقيق وفق علاقة حمولة بريسler المعكوسة، لنحسب مفردات العلاقة الآتية:

$$N_{ni} \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{n0x}} + \frac{1}{N_{n0y}} - \frac{1}{N_0}}$$

تستعمل هذه الطريقة مع الأعمدة القصيرة لذلك عند خضوع العنصر لأثر التحنيب فلا بد من إدخال العزوم الإضافية الناتجة عنه، وذلك إما بحساب لا مركزية التحنيب أو بتصعيد العزم، المرجع [6]، ومن ثم يمكن استعمالها، حيث تُحسب القوة الضاغطة المركزية الإسمية وفق العلاقة الآتية:

$$N_0 = 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c + f_y \cdot \sum A'_s$$

$$N_0 = (0,85 \cdot 200 \cdot 45 \cdot 45 + 4000 \cdot 50,24) \cdot 10^{-3} = 545,21 \text{ t}$$

ويمكن الحصول على كل من N_{n0x} ; N_{n0y} بواسطة مخططات الترابط المعدة للانعطاف المركب. تُحسب لامركزية القوة بالنسبة للمحورين كالاتي:

$$e_x = \frac{M_{Uy}}{N_U} = \frac{18,05}{250} = 0,072 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{Ux}}{N_U} = \frac{5,90}{250} = 0,024 \text{ m}$$

إن قيمة اللامركزية لا تختلف سواء استعملت العزوم الإسمية مع القوة الإسمية، أو العزوم الحديدية مع القوى الحديدية للحصول عليها.

حساب كلٍ من N_{n0x} ; N_{n0y} باستعمال المخطط T₃-S₂-C₃-γ₄:

$$d = h - d' \quad ; d' = 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 45 = 4,5 \text{ cm}$$

$$d = 45 - 4,5 = 40,5 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{40,5 - 4,5}{45} = 0,8$$

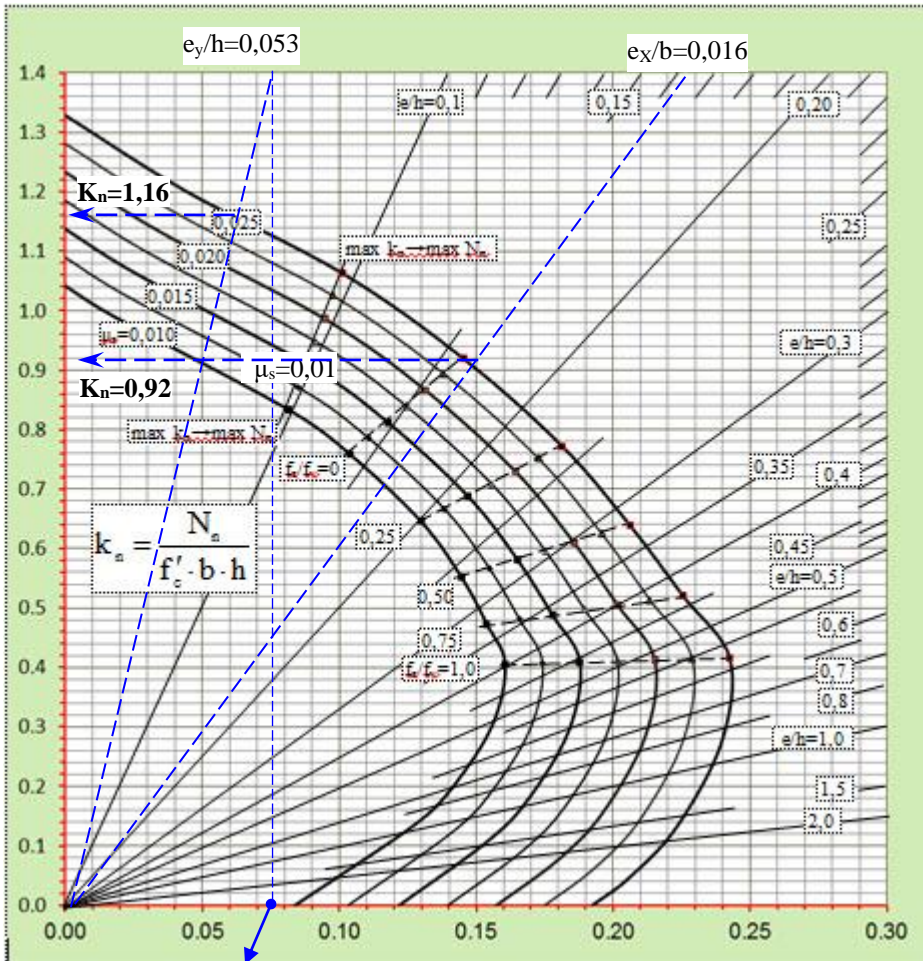
$$\left. \begin{array}{l} \gamma = 0,8 \\ f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow T_3 - S_2 - C_3 - \gamma_4$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e_x}{b} = \frac{0,072}{0,45} = 0,16 \\ \mu_s = 0,025 \\ \gamma = \frac{36}{45} = 0,8 \end{array} \right\} \rightarrow k_n = 0,92$$

$$k_n = 0,92 = \frac{N_{n0x}}{f'_c \cdot A'_c} \rightarrow N_{n0x} = 0,92 \cdot 200 \cdot (45)^2 \cdot 10^{-3} = 372,60 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e_y}{h} = \frac{0,024}{0,45} = 0,053 \\ \mu_s = 0,025 \\ \gamma = \frac{36}{45} = 0,8 \end{array} \right\} \rightarrow k_n = 1,16$$

$$k_n = 1,16 = \frac{N_{n0y}}{f'_c \cdot A'_c} \rightarrow N_{n0y} = 1,16 \cdot 200 \cdot (45)^2 \cdot 10^{-3} = 469,80 \text{ t}$$



$$1,4 \cdot 0,053 = 0,0742$$

$$R_n = k_n \cdot \frac{e}{h} = \frac{M_n}{f'_c \cdot A'_c \cdot h}$$

والآن وبتطبيق علاقة بريسلا (حمولة بريسلا المعكوسة) نجد:

$$N_{ni} \leq \frac{1}{\frac{1}{372,60} + \frac{1}{469,80} - \frac{1}{545,21}} = 335,77 \text{ t}$$

تبلغ القوة اللامركزية بالاتجاهين المسموح تطبيقها على المقطع:

$$N_{ui} = \Omega \cdot N_{ni} = 0,65 \cdot 335,77 = 218,25 \text{ t} < 250 \text{ t} \quad \dots \text{Not ok}$$

وبالتالي المقطع المقترح لا يتحمل القوة ذات اللامركزية المركبة المطبقة عليه، ونحتاج تغيير أبعاد المقطع، لأن القيمة الأخيرة لنسبة التسليح كانت قد وصلت للقيمة الأعظمية، إذا ستفرض أبعاد:

$$b=h=50\text{cm}$$

وستفرض نسبة التسليح $\mu_s = 0,02 < \max \mu_s = 0,025$ ونختار أسياخ 20T18 موزعة بانتظام على كامل محيط المقطع.

$$A_s = 20 \cdot 2,54 = 50,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mu_s = \frac{50,80}{(50)^2} = 0,02 \dots \text{ok}$$

$$N_0 = 0,85 \cdot f'_c \cdot A'_c + f_y \cdot A_s$$

$$N_0 = (0,85 \cdot 200 \cdot 50 \cdot 50 + 4000 \cdot 50,80) \cdot 10^{-3} = 628,201 \text{ t}$$

$$d = h - d' ; d' = 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 50 = 5 \text{ cm}$$

$$d = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e_x}{b} = \frac{0,072}{0,50} = 0,144 \\ \mu_s = 0,02 \end{array} \right\} \rightarrow k_n = 0,882$$

$$\gamma = \frac{45 - 5}{50} = 0,8$$

$$k_n = 0,882 = \frac{N_{n0x}}{f'_c \cdot A'_c} \rightarrow N_{n0x} = 0,882 \cdot 200 \cdot (50)^2 \cdot 10^{-3} = 441 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e_y}{h} = \frac{0,024}{0,50} = 0,048 \\ \mu_s = 0,02 \end{array} \right\} \rightarrow k_n = 1,1$$

$$\gamma = \frac{40}{50} = 0,8$$

$$k_n = 1,1 = \frac{N_{n0y}}{f'_c \cdot A'_c} \rightarrow N_{n0y} = 1,1 \cdot 200 \cdot (50)^2 \cdot 10^{-3} = 550 \text{ t}$$

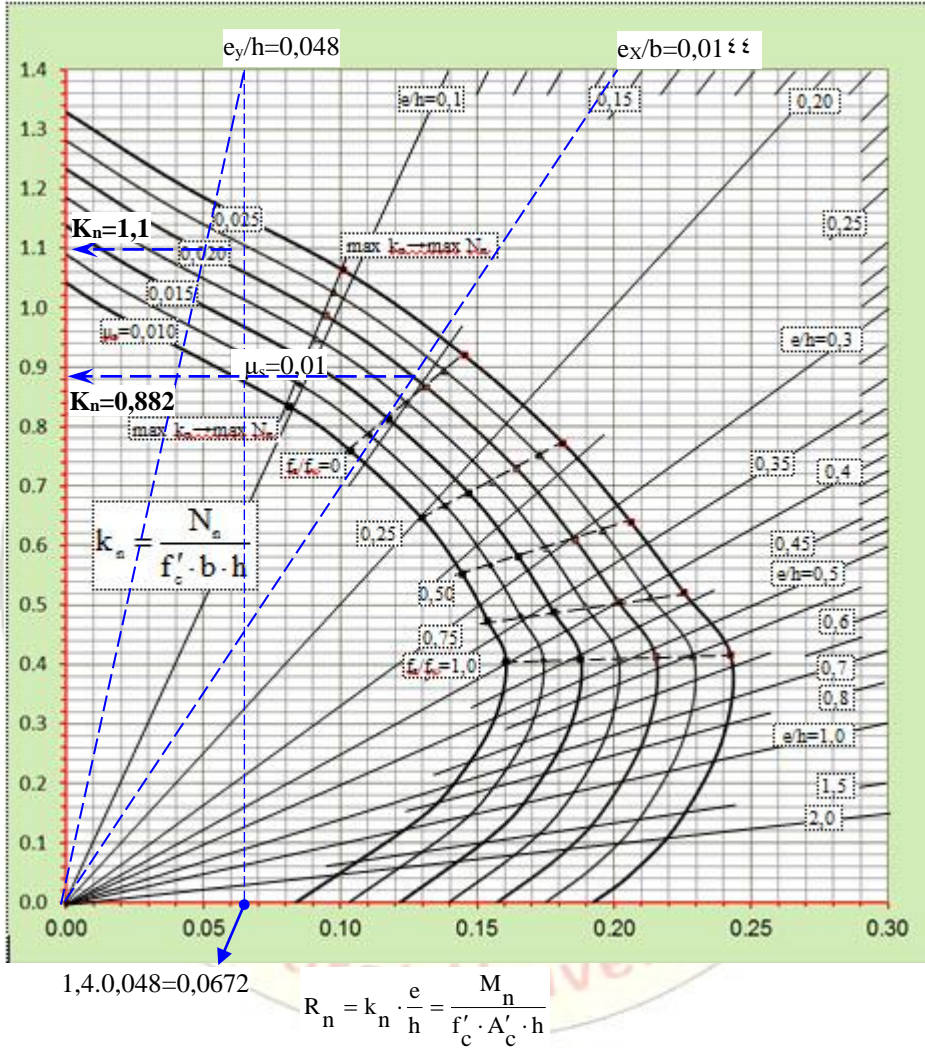
بالتعويض في علاقة حمولة بريسلر المعكوسة نجد:

$$N_{ni} \leq \frac{1}{\frac{1}{441} + \frac{1}{550} - \frac{1}{628,20}} = 400,98 \text{ t}$$

تبلغ القوة اللامركزية بالاتجاهين المسموح تطبيقها على المقطع:

$$N_{ui} = \Omega \cdot N_{ni} = 0,65 \cdot 400,98 = 260,64 \text{ t} > 250 \text{ t} \quad \dots \text{ok}$$

وبالتالي المقطع المقترح يتحمل القوة ذات اللامركزية المركبة المطبقة عليه والفرق 4%.



تجدر الإشارة أنه تم استعمال عامل الأمان وفق طبعة 2020 من الكود العربي السوري والبالغ $\Omega = 0,65$.

وللتحقق من دقة علاقة بريسler أجريت العديد من الأبحاث فكانت النتائج جيدة طالما أن الضغط هو الحاكم، لذا حُدثت صلاحيتها على هذا الأساس وينصح باستعمالها عندما تتحقق العلاقة الآتية:

$$N_n \geq 0,1 \cdot N_0$$

$$400,98 t \geq 0,1 \cdot 628,20 = 62,82 t$$

والشرط الأخير محقق فاستعمال علاقة بريسلر مقبولاً، كما يمكن تحقيق صلاحية استعمال بريسلر وفق بعض المراجع الأمريكية بالعلاقة الآتية:

$$N_n = 400,98 \geq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c = 0,1 \cdot 200 \cdot 50^2 \cdot 10^{-3} = 50 t$$

$$N_n = 400,98 t \geq 50 t$$

وتستعمل علاقة بريسلر مع الأعمدة غير المعرضة للتحنيب، أي لا تُدخل العزوم الناتجة عن التحنيب، لذا لا بد من إدخال هذه العزوم الإضافية الناتجة عن التحنيب، أما بحساب لامركزية التحنيب أو بتصعيد العزم وبعد ذلك يمكن استعمالها. ونلفت الانتباه على أن الكود العربي السوري قد اقتبس العلاقة المذكورة لتحقيق الأعمدة القصيرة وعمل على صياغتها بالشكل الآتي:

$$\frac{1}{N'_{u \max}} = \frac{1}{N_{ux \max}} + \frac{1}{N_{uy \max}} - \frac{1}{N_{u \max}}$$

القوة الناظرية الحدية القصوى التي يمكن للمقطع تحملها في حالة $N_{ux \max}; N_x$: اللامركزية البسيطة، بفرض $e_x \neq 0; e_y = 0$.

القوة الناظرية الحدية القصوى التي يمكن للمقطع تحملها في حالة $N_{uy \max}; N_y$: اللامركزية البسيطة، بفرض $e_x = 0; e_y \neq 0$.

القوة الناظرية الحدية القصوى التي يمكن للمقطع تحملها في حالة الضغط $N_{u \max}; N_0$: المركزي، أي بفرض $e_x = 0; e_y = 0$.

مناقشة النتيجة:

إن تكبير بعد مقطع العمود بمقدار 5cm لكل اتجاه (نسبة زيادة مساحة المقطعين بلغت 23,4%) أدى إلى تكبير استطاعته بأكثر من 19%، وعندما يكون الفائض ليس كبيراً (بين ما يتحملة العمود والقوة المطبقة) ولا يزيد عن 25% من قدرة تحمله، في المثال بلغ الفائض 4% فقط، فيمكن فقط تصغير نسبة التسليح من أجل تقليل ما هو فائض بقدرة تحمله، وهذا بالطبع حتى الوصول إلى قيمة لا تقل عن القيمة الدنيا للتسليح، لكن من أجل هذا الفائض لا داعي لأي تغيير، لأنه غالباً سيصبح المقطع غير محقق.

ملاحظة: فعلياً من المفترض إعادة التحليل الإنشائي للإطار للأخذ بالحسبان التغير الحاصل بأبعاد مقطع العمود لأن ذلك قد يسبب تغيراً ملحوظاً بقيمة الجهود وهذا لم يُعمل به في هذه المسألة.

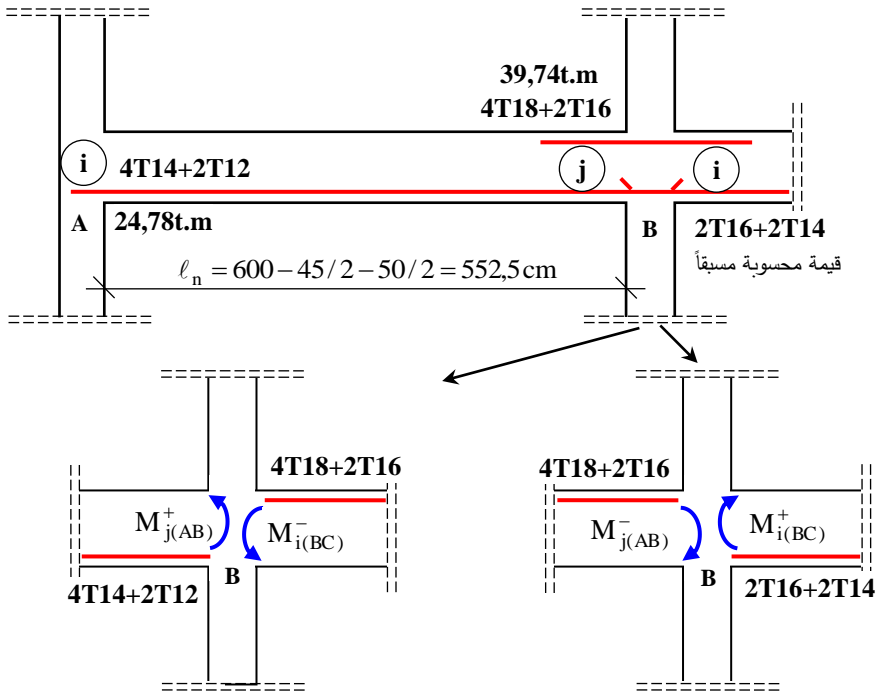
ثانياً: تصميم عمود الإطار على القص:

يُحسب القص التصميمي وفق العلاقة:

$$V_e = V_p + V_g$$

• حساب V_p :

الطريقة A: ويُحسب $V_{P,Method(A)}$ من طاقة التحمل الاسمية للجيزان المتصلة بالعمود في نهايته العلوية (العزوم الحدية المحتملة).



سبق وأن حُسبت قيم طاقة التحمل الاسمية للمقاطع وفق التسليح المختار لجائز الإطار AB ما عدا القيمة الخاصة بالفتحة BC التي سُنحسب كالاتي:

$$A_s = 2T16 + 2T14 = 2 \cdot 2,01 + 2 \cdot 1,54 = 7,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$M_n = 7,1 \cdot 1,25 \cdot 4000 \cdot \left(63 - \frac{7,1 \cdot 1,25 \cdot 4000}{2 \cdot 0,85 \cdot 200 \cdot 30} \right) \cdot 10^{-5} = 21,13 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_{P1} = \frac{M_{j(AB)}^+ + M_{i(BC)}^-}{H} = \frac{24,78 + 39,74}{2,5 + 2} = 14,34 \text{ t}$$

H: ارتفاع العمود المدروس من منتصف الطابق الأرضي لمنتصف الطابق الأول.

$$V_{P2} = \frac{M_{j(AB)}^- + M_{i(BC)}^+}{H} = \frac{39,74 + 21,13}{4,5} = 13,53 \text{ t}$$

$$V_{P, \text{Beam (Method(A))}} = \max \begin{cases} V_{P1} = 14,34 \text{ t} \\ V_{P2} = 13,53 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow V_{P, \text{Beam (Method(A))}} = 14,34 \text{ t}$$

الطريقة B: ويُحسب $V_{P, \text{Method(B)}}$ من طاقة التحمل الإسمية للعمود المدروس في نهايته (العزوم الحدية المحتملة)، أي بتطبيق العزوم الحدية المحتملة على طرفي العمود المدروس وباتجاهين متعاكسين وتُعتمد القيمة الأكبر بينهما.

$$V_{P, \text{column (Method(B))}} = \max \begin{cases} V_{P1} = \frac{M_i^- + M_j^+}{L} \\ V_{P2} = \frac{M_i^+ + M_j^-}{L} \end{cases}$$

M_i^- : العزم الاسمي المحتمل باتجاه عقارب الساعة في بداية العمود (الطرف السفلي) وبافتراض $\Omega = 1$ ، وإجهاد خضوع مصعد بـ 1,25.

M_i^+ : العزم الاسمي المحتمل عكس اتجاه عقارب الساعة في بداية العمود (الطرف السفلي) وبافتراض $\Omega = 1$ ، وإجهاد خضوع مصعد بـ 1,25.

M_j^- : العزم الاسمي المحتمل باتجاه عقارب الساعة في نهاية العمود (الطرف العلوي) وبافتراض $\Omega = 1$ ، وإجهاد خضوع مصعد بـ 1,25.

M_j^+ : العزم الاسمي المحتمل عكس اتجاه عقارب الساعة في نهاية العمود (الطرف العلوي) وبافتراض $\Omega = 1$ ، وإجهاد خضوع مصعد بـ 1,25.

L: الطول الصافي للعمود بعد طرح ارتفاع جوائز الإطار ويساوي:

$$L = 500 - 70 = 430 \text{ cm}$$

تُعد طاقة تحمل العمود سواء كانت باتجاه عقارب الساعة، أو عكس اتجاه عقارب الساعة هي متساوية لأنّ التسليح في الأعمدة يكون متناظر إذاً:

$$M_i^- = M_i^+$$

$$M_j^- = M_j^+$$

وظالما أنّ تسليح العمود هو نفسه في بدايته ونهايته وله ذات المقطع على كامل ارتفاعه الطابقي إذاً:

$$M_i^- = M_i^+ = M_j^- = M_j^+$$

$$V_{P, \text{column(Method(B))}} = V_{P1} = V_{P2} = \frac{2 \cdot M_n}{L}$$

حساب M_n العزم الاسمي المحتمل للعمود وفق الأبعاد والتسليح المفروض:

الإطار المدروس موازٍ للمحور X، لذا سنحقق القص وفق الاتجاه ذاته، ومن الممكن معرفة قيمة العزم الاسمي M_n من مخطط الترابط $T_3-S_2-C_3-\gamma_4$ ، ومن أجل اللامركزية باتجاه X.

$$\left. \begin{array}{l} K_n = 0,882 \\ \mu_s = 0,02 \end{array} \right\} \rightarrow R_n = 0,127$$

كما يمكن حساب R_n من العلاقة:

$$\Rightarrow R_n = \frac{e_x}{b} \cdot k_n = 0,144 \cdot 0,882 = 0,127$$

$$R_n = k_n \cdot \frac{e_x}{b} = \frac{M_n}{f'_c \cdot A'_c \cdot b} = 0,127 \Rightarrow M_n = 0,127 \cdot f'_c \cdot A'_c \cdot b$$

$$M_n = 0,127 \cdot 200 \cdot (50)^2 \cdot 50 \cdot 10^{-5} = 31,75 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_{P, \text{column(Method(B))}} = V_{P1} = V_{P2} = \frac{2 \cdot 31,75}{4,3} = 14,77 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_p = \min \begin{cases} V_{P, \text{Beam (Method(A))}} = 14,34 \text{ t} \\ V_{P, \text{Column (Method(B))}} = 14,77 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow V_p = V_{P, \text{Beam (method(A))}} = 14,34 \text{ t}$$

• حساب V_g :

بنفس أسلوب حسابها في جاز الإطار، تمثل قيمة قوة القص وفق التركيب الحاكم بعد حذف الحد الخاص بالزلازل، وفق نتائج تحليل المنشأ كان التركيب الحاكم للعنصر AB على القص هو:

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL} + 1,1 \cdot E_x$$

وبعد حذف الحد الخاص بالقوة الأفقية الزلزالية:

$$U_{2-1} = 1,479 \cdot (\text{Dead} + \text{DL}) + 0,55 \cdot \text{LL}$$

$$\Rightarrow V_g = 1,479 \cdot (V_{\text{Dead}} + V_{\text{DL}}) + 0,55 \cdot V_{\text{LL}}$$

بالعودة لمخططات القوى القاطعة (كما في الشكل (5-48)) للعمود المدروس:

$$\Rightarrow V_g = 1,479 \cdot (0,066 + 0,0431) + 0,55 \cdot 0,072 = 0,201 \text{ t}$$

$$V_U = V_p + V_g = 14,34 + 0,201 = 14,54 \text{ t}$$

تصميم المقطع الحرج على القص:

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,75 \cdot b_w \cdot d} \quad \text{يحسب الإجهاد المماسي الحدي من العلاقة:}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{14,54 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 50 \cdot 45} = 8,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{cu} (\text{kg/cm}^2) = 0,72 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,72 \cdot \sqrt{200} = 10,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = 8,62 > \bar{\tau}_{cu} = 10,18 \text{ kg/cm}^2$$

تسليح القص إنشائي:

$$\min A_{st} = \frac{3,5}{f_y} \cdot b \cdot S_0 = \frac{3,5}{4000} \cdot 50 \cdot S_0 = 0,044 \cdot S_0$$

بفرض استعمال إسوارة بقطر 8mm، وألاً تزيد S_0 عن القيمة الأصغر من القيم الآتية:

$$S_0 \leq \min \begin{cases} \frac{a}{3} = \frac{50}{3} = 16,67 \text{ cm} \\ 8\phi_{\min} = 8 \cdot 1,8 = 14,4 \text{ cm} \\ 20\phi_t = 20 \cdot 0,8 = 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$$S_0 = 10 \text{ cm} \Rightarrow \min A_{st} = 0,044 \cdot 10 = 0,44 \text{ cm}^2$$

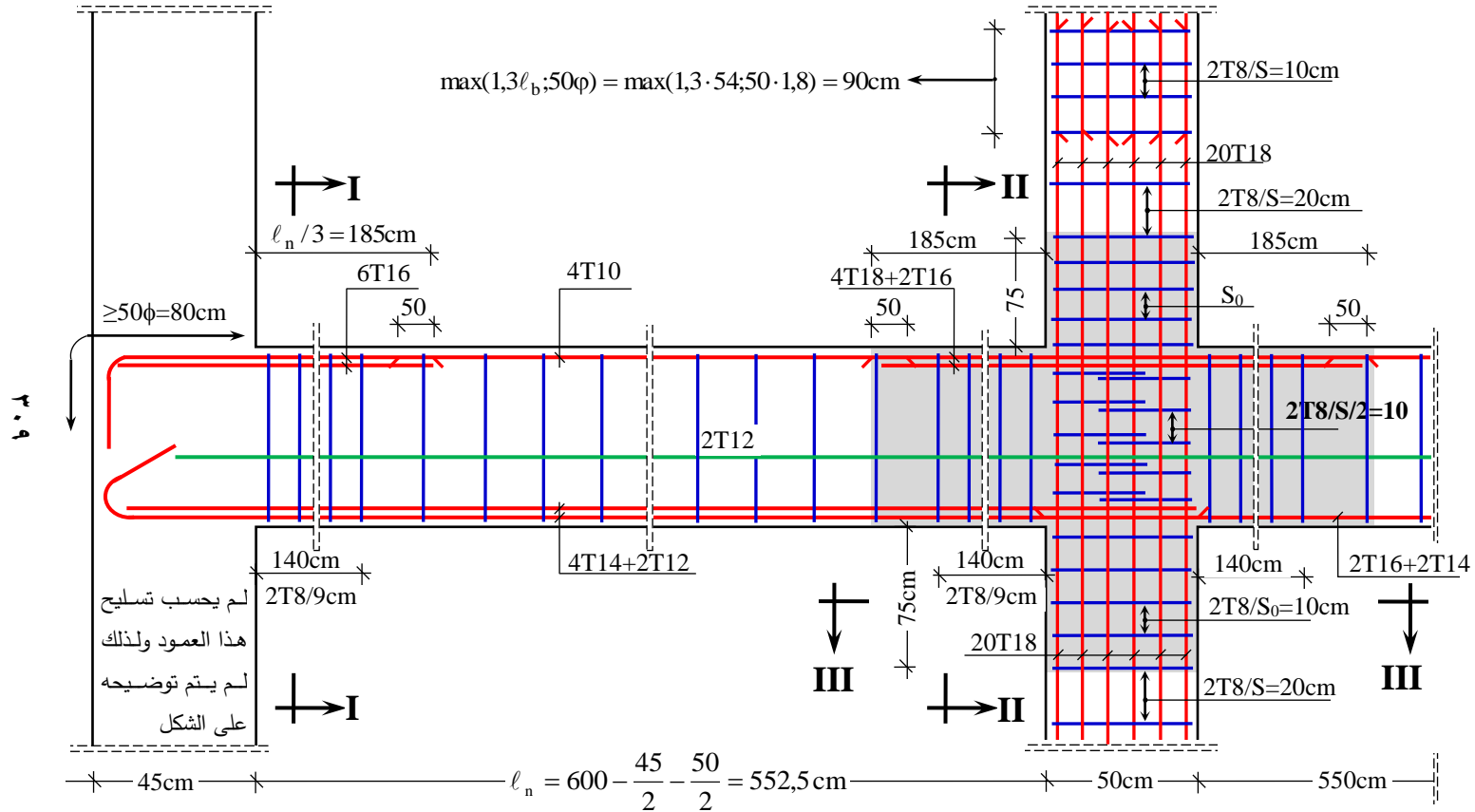
باستعمال اسوارتين من أجل تحقيق شرط ربط الأسياخ الطولية بالأساور العرضية.

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = 2 \cdot 2 \cdot 0,5 = 2 \text{ cm}^2 > 0,44 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{ok} \Rightarrow 2T8/10 \text{ cm}$$

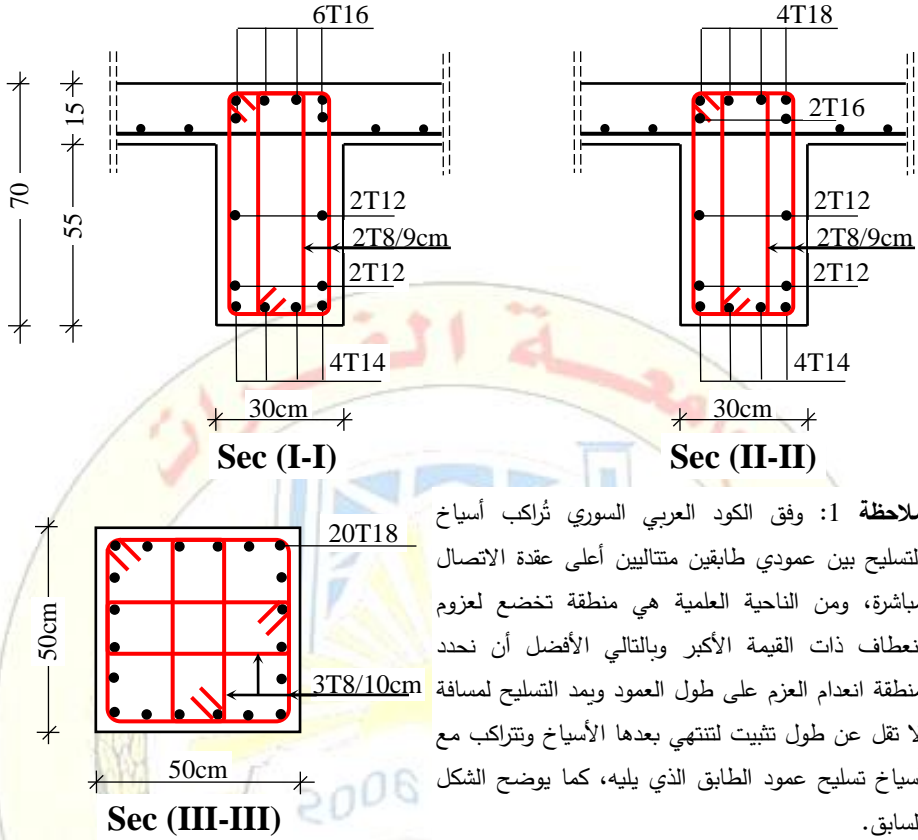
وفقاً لشروط ك. ع. س. يجب أن تكون الأساور مغلقة وابتداءً من وجه العقدة، ولمسافة

لا تقل عن l_0 أسفل العقدة.

$$l_0 \geq \max \left(45 \text{ cm}; \frac{H}{6} = \frac{500 - 70}{6} = 71,67 \text{ cm}; b = 50 \text{ cm} \right)$$



ملاحظة: المنطقة المظلة هي منطقة تكثيف الأساور في العقدة والعناصر المتصلة بها



ملاحظة 2: تكثف الأساور أعلى العقدة بتباعد S_0 ولمسافة l_0 وقد ورد ذلك في الملحق /3/ للتفاصيل والرسومات في اللوحة رقم 18 بما يخص تفاصيل الأعمدة في المباني الهيكلية ولم يذكر في تفاصيل لوحات الإطارات المقاومة للعزوم.

الفصل السادس

أساسيات في دراسة وتصميم الخزانات

1-6 تعريف:

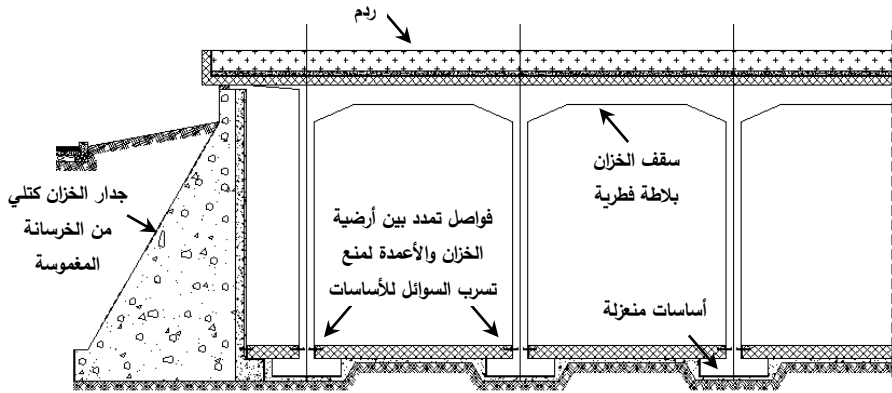
هي منشآت هندسية تُستعمل لتخزين المواد المختلفة سواء كانت سائلة (مياه شرب، مياه صرف صحي، زيوت، نفط) أو غازية أو صلبة، وتتكون من الخرسانة المسلحة، أو خرسانة عادية، أو حجرية، أو معدنية، وتأخذ مساقطها أشكالاً هندسية متعددة كالدائرية والمضلعة... الخ.

2-6 تصنيف الخزانات:

1-2-6 تصنيف الخزانات حسب موقع الإنشاء:

1- خزانات أرضية: هي خزانات تستند مباشرة على الأرض الطبيعية وتقسّم إلى الأنواع الآتية:

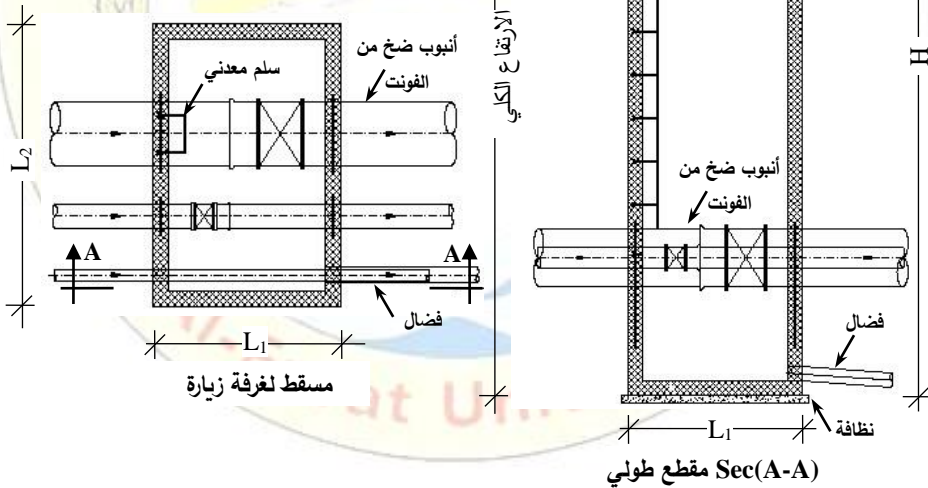
- **خزانات مضمورة:** هي منشآت منفذة بشكل كامل تحت منسوب الأرض الطبيعية، وقد تستعمل لتخزين السوائل فتدعى بالخزانات، ويوضح الشكل (1-6) مقطع طولي في خزان أرضي ذات سعة تخزينية كبيرة جدرانه من الخرسانة المغموسة وبلاطة السقف عبارة عن بلاطة فطرية، وأرضية الخزان تُمثّل بأحد أنواع الأساسات السطحية حسب الحال مثلاً حصيرة من النوع الفطري أو أساسات منعزلة، وحينها يجب العناية بالفواصل بين الأرضية والأساسات منعاً لتسرب السوائل، أما الشكل (2-6) فيمثّل مقطع طولي لغرفة زيارة عميقة مضلعة المقطع العرضي بأبعاد تتراوح بين 3- 4m مضمورة ضمن التربة تستعمل لتأمين صيانة أنابيب ضخ السوائل بين الخزانات ومنشآت المعالجة والضخ، وفي هذه الحالة تدرس على تحمّل دفع التربة فقط، وتعامل عند تحليلها إنشائياً معاملة الخزانات المضلعة العميقة أو السطحية.
- **خزانات نصف مضمورة:** وهي خزانات منفذة جزئياً تحت منسوب الأرض الطبيعية.



الشكل (1-6) مقطع طولي في خزان أرضي جداره الخارجي من الخرسانة المغموسة

غطاء غرفة الزيارة معدني أو بلاطة خرسانية مسبقة الصنع

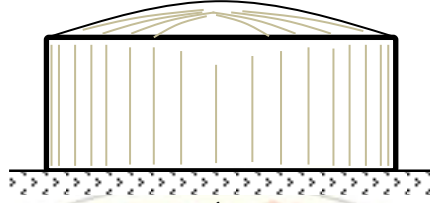
L_1, L_2 : البعدان الأفقيان لمسقط غرفة الزيارة أو الخزان
 H : ارتفاع الردم حول غرفة الزيارة أو ارتفاع السائل داخل الخزان



الشكل (2-6) مسقط ومقطع طولي في غرفة زيارة عميقة

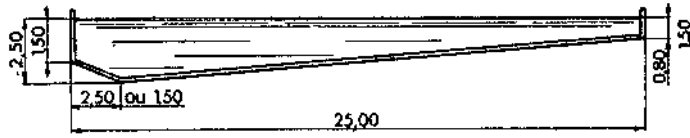
- **خزانات سطحية:** وهي خزانات منغدة مباشرة على الأرض الطبيعية من دون ردم وتستهمل غالباً كخزانات وقود أو كمركبات للمياه بهدف المعالجة الأولية لها، ليتم ضخها لاحقاً لمحطات التنقية قبل تخزينها في منشآت كالخزانات الأرضية أو العالية من أجل ضخها كمياه صالحة للشرب، ومن الطبيعي بهذه الحالة أن تكون الخزانات

مغلقة وغير مكشوفة (أنظر الشكل (3-6))، وفي حال استُعملت هذه المنشآت لمعالجة مياه الصرف الصحي أو المياه الصناعية فمن الممكن إبقاؤها مكشوفة.

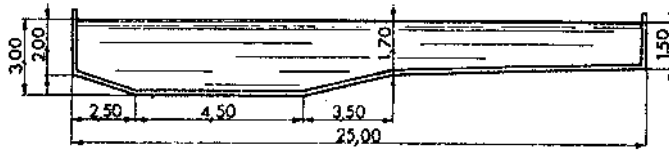


الشكل (3-6) منظور لخزان وقود أسطواني الشكل يستند على التربة

2- خزانات تستند على أعمدة قصيرة: كما في أحواض السباحة الموضحة في الشكلين (4-6) و (5-6).



الشكل (4-6) مقطع طولي في حوض سباحة نموذج أول



الشكل (5-6) مقطع طولي في حوض سباحة نموذج ثانٍ

3- خزانات عالية: تستند على أعمدة عالية ترتبط فيما بينها بروابط أو شيناجات أفقية على مناسيب مختلفة، وتعمل بشكل أساسي لتخزين المياه، ويبيّن الشكل (6-6) أحد أشكال الخزانات العالية ذا حلة أسطوانية الشكل، ويبيّن الشكل (7-6) خزان مياه عالي يُطلق عليه حسب شكله بالخزان الفطري.

7- الخزانات على سطوح الأبنية: وهي محدودة الحجم ومختلفة بشكلها فمنها الدائري أو البيضوي أو المثلج وتختلف كذلك بمادّة التصنيع، كالمعدنيّ أو الخرسانيّ أو البلاستيك المضغوط.

2-2-6 تصنيف الخزانات حسب شكل المسقط المعماري:

تصنّف الخزانات وفقاً لشكل مسقطها لنوعين دائريّ ومثلج، وقد تكون مغطاة بعناصر إنشائية أو قد تكون مكشوفة، ويعود ذلك لنوعية المواد المخزنة فمن غير الممكن

أن تكون خزانات المياه أو خزانات الوقود مكشوفة، أما الخزانات الأرضية المستعملة كأحواض معالجة فتكون مكشوفة وكذلك الأمر بالنسبة لأحواض السباحة:

1- الخزانات ذات المسقط الدائري: يصل قطرها إلى (15-20 m) أو أكثر، كما هو الحال في أحواض المعالجة والترسيب المستعملة في دراسات الهندسة الصحية لمعالجة المياه المالحة (مياه المجاري)، أو لتتقية وترقيد مياه الشرب وقد يكون القطر أصغر من ذلك في الخزانات الخاصة بمياه الشرب.

2- الخزانات ذات المسقط المضلع مربع أو مستطيل، والأبعاد الأساسية لها هي طول وعرض المقطع سواء كان المقطع العرضي مربعاً أو مستطيلاً، يُضاف إليها البعد الثالث للخزان وهو الارتفاع الذي يمثل مقدار ارتفاع الماء وحجم التخزين، قد تكون عميقة أو سطحية، وتُعد عميقة عندما تحقق أبعادها العلاقة الآتية، وخلاف ذلك تُعد سطحية:

$$\frac{H}{\max(L_1, L_2)} > 2 \quad (1-6)$$

تمثل: L_1 و L_2 : البعدين الأفقيين لمسقط الخزان، H : ارتفاع الماء في الخزان.

ويُصادف أيضاً في المنشآت المائية ما يسمى بغرف الزيارة أو الريغارات وهي عناصر مضلعة المسقط مضمورة في التربة لأعماق تتناسب مع مناسيب الأنابيب الداخلة لها أو الخارجة منها، ويلعب دوراً بتحديد أسلوب تصميمها، H ارتفاع الردم حولها (بدلاً عن ارتفاع التخزين) وأبعاد المسقط، تستعمل في الأماكن التي تحتاج فيها أنابيب الضخ من الخزانات العالية والأرضية لسكورة أو إكسورات لتُغيّر اتجاهها.

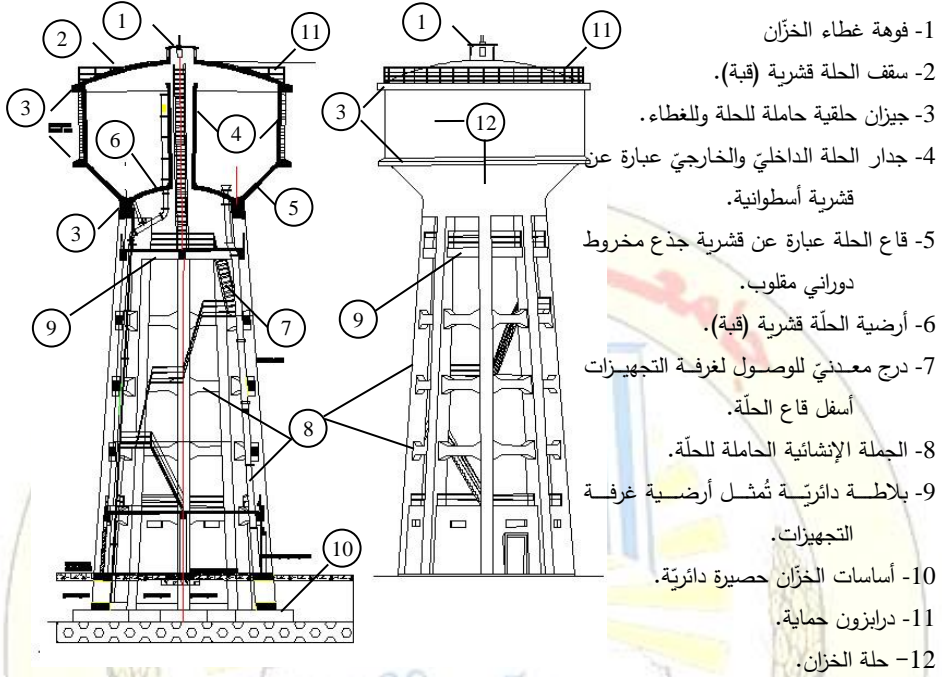
3-6 العناصر المولفة للخزانات:

تتألف الخزانات من جزأين رئيسيين هما:

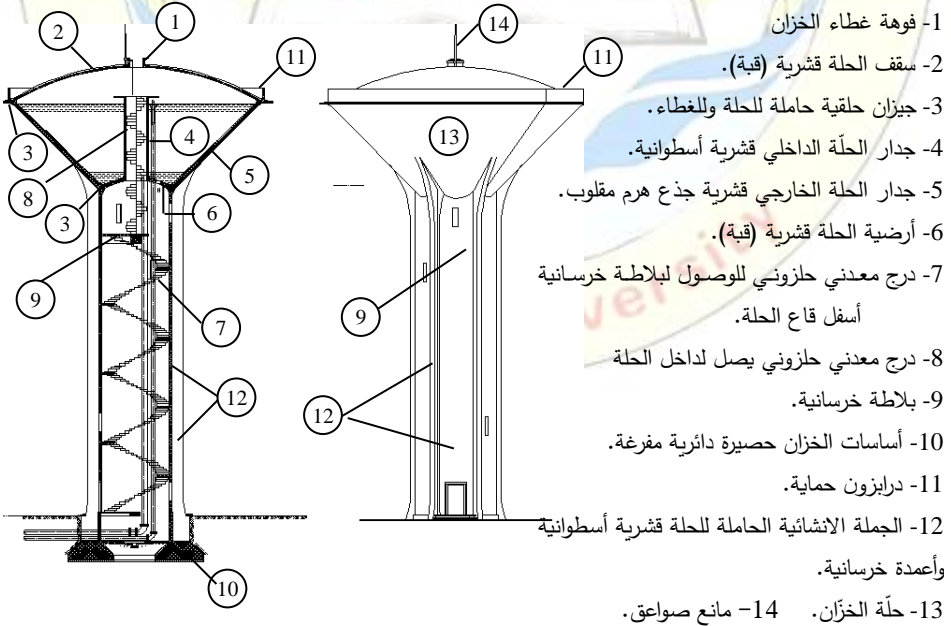
1- **الحوض (الحلة):** وهو الحيز الذي يخزن فيه السائل وقد يتضمّن حجرة واحدة أو أكثر من حجرة متوضّعة بجانب بعضها البعض أو فوق بعضها، حكماً هنا تكون الخزانات أرضية ويتألف الحوض بشكل عام من العناصر الإنشائية الآتية:

- غطاء الخزان: إما أن يكون قشرية (قبة كروية- جزء من مخروط دوراني) أو عبارة عن بلاطة مليئة تأخذ شكل المقطع العرضي للحلة.
- جدار الحوض (جدار الحلة): عبارة عن قشرية بشكل أسطوانة دائرية أو جذع مخروط دوراني أو قد يكون المقطع العرضي للحلة بشكل مضلع.

- قاع الحوض (قاع الحلة): ويأخذ أشكالاً مختلفة كجذع مخروط دوراني مع قشرية كروية أو بلاطة أفقية.



الشكل (6-6) خزان عالي ذي حلة تخزين أسطوانية



الشكل (7-6) خزان عالي ذي شكل فطري

- 2- العناصر الإنشائية الحاملة للحوض: قد تكون أسطوانة دائرية المقطع أو مجموعة من الأعمدة بأشكال مختلفة يفرضها المظهر الخارجي للخزان في معظم الأحيان.
- أما العوامل المؤثرة في اختيار شكل الخزان والعناصر الإنشائية المؤلفة له فتعتمد على:
- متطلبات التغذية والضخ من وإلى الخزان.
 - حجم الخزان من حيث سعته وأبعاده: إذ يفضل الخزان الأرضي ذو الشكل الأسطواني إذا كان الحجم بين (5000-1000 m³), ويفضل الشكل المضلع للخزانات الأرضية إذا كان حجم التخزين أكبر من 5000m³, كما تفضل الخزانات العالية إذا كانت السعة بين (2000 - 500).
 - نوع الغطاء وكيفية اتصاله مع الجدران.
 - طبيعة التربة وخواصها وتحملها للقوى.

4-6 أسس تصميم الخزانات:

يُشترط عند تصميم الخزانات تجنب تعرض عناصرها الملامسة للماء لإجهادات شدّ تسبب تشققات في الخرسانة، مما يعني تسرب المياه عبر الشقوق لتصل مع الوقت حسب اتساع الشقوق عبر طبقة التغطية لفولاذ التسليح، مما يسبب ظاهرة الصدأ وبالتالي انخفاض مقاومة المقطع، لذلك يحسب المقطع الخرساني بكامله على أنه يعمل في مجال المرونة واشترطت الكودات على وجوب تحقيق الشروط الآتية:

- 1- شرط الكتامة: وهو الأهم في تصميم الخزانات ويُشترط بأن تكون إجهادات الشدّ الناتجة عن حمولات الاستثمار والمتولدة في العناصر الملامسة للماء أصغر أو تساوي الإجهادات المسموحة، إذ يجب أن تكون سماكة العناصر الإنشائية كافية لمنع التشققات في أطرافها الملامسة للماء.
 - 2- شرط المقاومة: ويعبر عن كفاية المقطع من حيث الأبعاد ومساحة التسليح أي يجب أن تكون جميع المقاطع قادرة على مقاومة الجهود المطبقة.
 - 3- شرط الديمومة: أي أن يحتفظ الخزان بقدرته على المقاومة لتأدية وظيفته مع مرور الزمن ويعتمد ذلك على تكنولوجيا تنفيذ وصيانة الخزانات في أثناء الاستثمار.
- تُعد قيمة أمثال التعادل $n=10$ عند تصميم المقاطع الإنشائية على حالة حد التشقق المعيب، التي لا يسمح فيها بوجود شقوق ناتجة عن الشدّ (كخزانات المياه).

5-6 أنواع الحمولات التي تخضع لها الخزانات:

- الوزن الذاتي للعناصر المؤلفة للخزان.
- حمولة أوزان السوائل المخزنة.
- حمولات الاستثمار: كحمولة الأدرج، والحمولات الإضافية لصالات التحكم والممرات.
- الحمولات المناخية: كالرياح التي يؤخذ تأثيرها عند دراسة الخزانات العالية ويهمل في الخزانات الأرضية وتطبق في هذه الحالة تعليمات الكود العربي السوري لحساب الدفع الأفقي وتحويل دفع الرياح الديناميكي إلى ضغط ستاتيكي موزع بانتظام في المنشآت ذات الأسطح المستطيلة، أيضاً يؤخذ بالحسبان أثر القوى الأفقية الناتجة عن الهزات الأرضية وخاصة في الخزانات العالية، وقد نصّ الكود العربي السوري على دراسة كل من أثر الرياح وأثر الهزات الأرضية واعتماد الأسوأ بينهما عند التصميم.
- أثر التغيرات الحرارية: وهي تؤثر على المنشآت المائية خاصة إذا كانت الخزانات مرتفعة عن سطح الأرض.

سيُعمد في دراسة الخزانات على المستعملة في تخزين السوائل وبشكل خاص خزانات المياه لما لها من خصوصية في التصميم لمنع تسرب المياه ومالها من مساوئ في تأكسد الفولاذ.

6-6 الإجهادات المسموحة في الخرسانة والفولاذ:

1-6-6 الإجهاد المسموح في الخرسانة:

1- المقطع يخضع لحالة ضغط مركزي:

$$\bar{\sigma}'_c = 0,3 \cdot f'_c \quad \text{إجهاد الضغط المسموح في الخرسانة:}$$

2- المقطع يخضع لحالة ضغط لا مركزي (لامركزية صغيرة):

$$\bar{\sigma}'_c = \left(0,3 + \frac{e}{4 \cdot h} \right) \cdot f'_c \leq 0,45 \cdot f'_c \quad \text{إجهاد الضغط المسموح في الخرسانة:}$$

إجهاد الشدّ المسموح في الخرسانة:

$$\bar{\sigma}_{ct} (\text{MPa}) = 0,35 \cdot \sqrt{f'_c} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{ct} (\text{kg/cm}^2) = 1,1 \cdot \sqrt{f'_c}$$

3- المقطع يخضع لحالة ضغط لا مركزي (لامركزية كبيرة):

إجهاد الضغط المسموح في الخرسانة: $\bar{\sigma}'_c = 0,45 \cdot f'_c$ ويتحمل الفولاذ كامل قوى الشدّ.

4- المقطع يخضع لحالة شدّ مركزيّ أو شدّ لا مركزيّ (لامركزيّة صغيرة):

بإدخال أثر الانكماش والتقلّص:

$$\bar{\sigma}_{ct}(\text{MPa}) = 0,4 \cdot \sqrt{f'_c} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{ct}(\text{kg/cm}^2) = 1,25 \cdot \sqrt{f'_c}$$

بإهمال أثر الانكماش والتقلّص:

$$\bar{\sigma}_{ct}(\text{MPa}) = 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{ct}(\text{kg/cm}^2) = 0,94 \cdot \sqrt{f'_c}$$

5- المقطع يخضع لحالة شدّ لا مركزيّ (لامركزيّة كبيرة)، أو حالة الانعطاف البسيط:

بإدخال أثر الانكماش والتقلّص:

$$\bar{\sigma}_{ct}(\text{MPa}) = 0,57 \cdot \sqrt{f'_c} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{ct}(\text{kg/cm}^2) = 1,8 \cdot \sqrt{f'_c}$$

بإهمال أثر الانكماش والتقلّص:

$$\bar{\sigma}_{ct}(\text{MPa}) = 0,43 \cdot \sqrt{f'_c} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{ct}(\text{kg/cm}^2) = 1,35 \cdot \sqrt{f'_c}$$

إجهاد الشدّ المسموح في الفولاذ: $\bar{\sigma}_s = 0,55 \cdot f_y$ **6-7 تصميم المقاطع العرضية في الخرّانات:**

يُلاحظ لدى تصميم المقاطع العرضية للعناصر المؤلفة للخرّانات، اختلاف الجهود المؤثرة، حيث تخضع لحالة شدّ أو ضغط مركزيّ، أو انعطاف بسيط، أو شدّ لا مركزيّ أو حالة ضغط لا مركزيّ وسيُعرض فيما يأتي باختصار العلاقات اللّازمة لتصميم المقاطع لكلّ حالة.

6-7-1 المقطع يخضع لضغط مركزيّ:

تُصادف هذه الحالة في جدران الخرّانات تحت تأثير وزنها الذاتيّ والحمولات الرأسيّة المنقولة من العناصر التي تستند عليها ويحسب التسليح بدراسة شريحة مترية من الجدار وفق العلاقة الآتية:

$$N = 0,3 \cdot f'_c \cdot A'_c + 0,35 \cdot f_y \cdot A'_s \quad (2-6)$$

$$\mu_s = \frac{N - 0,3 \cdot f'_c \cdot A'_c}{0,35 \cdot f_y \cdot A'_c} \quad \text{أو تُحسب نسبة التسليح من العلاقة:}$$

ويحسب إجهاد الضغط في الخرسانة من العلاقة:

$$\sigma'_c = \frac{N}{A'_c + n \cdot A'_s} \leq \bar{\sigma}'_c \quad (3-6)$$

وتُعتمد قيم التسليح المسموحة كما في الجدران الخرسانية المسلحة والخاضعة لحمولات ضاغطة رأسية، هنا لا داعي لتحقيق شرط الكتامة لعدم خضوع العنصر لإجهادات شد.

6-7-2 المقطع يوضع لشد مركزي أو شد لا مركزي (لامركزية صغيرة):

تُصادف هذه الحالة في جدران الخزانات الدائرية تحت تأثير حادثة الشد الحلقي، كما سيرد ذكرها لاحقاً، وكذلك الأمر في العناصر الخطية المدروسة كشدادات، أما حالة الشد اللامركزي (لامركزية صغيرة حيث القوة تقع بين التسليحين) فتُصادف عند دراسة عقد الخزانات المضلعة العميقة، منطقة اتصال جداري خزان، هنا تتولد قوى شد في الخرسانة والفولاذ وتقاوم قوى الشد عن طريق فولاذ التسليح فقط وبحسب من العلاقة

$$A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{T}{0,55 \cdot f_y} \quad (4-6) \quad \text{الآتية:}$$

ويوزع التسليح على طرفي العنصر المدروس بالتساوي ويجب ألا يقل عن القيم الأصغر المسموحة، وبافتراض الخرسانة تخضع لإجهادات شادة لذلك لابد من تحقيق شرط الكتامة من خلال مقارنة الإجهادات الفعلية والناجمة عن أكبر قوة شد مطبقة على العنصر المدروس بالإجهادات المسموحة بالإضافة إلى أن الخرسانة تعاني من حادثة الانكماش التي تولد إجهادات شد إضافية تتراوح قيمتها بين 25% - 35% من الإجهادات الكلية لذلك سيميز الحالتين الآتيتين عند تحقيق شرط الكتامة:

1- بإدخال أثر الانكماش في الخرسانة:

$$\sigma_{ct} = \frac{T + \varepsilon_{sh} \cdot E_s \cdot A_s}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 1,25 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (5-6)$$

2- بإهمال أثر الانكماش في الخرسانة:

$$\sigma_{ct} = \frac{T}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,94 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (6-6)$$

6-7-3 المقطع يوضع لانعطاف بسيط:

تُصادف هذه الحالة في جدران الخزانات الدائرية المتصلة مع القاعدة بشكل مفصلي أو موثوق أو الخزانات المضلعة، ويكون العزم موجباً أو سالباً ويُميز هنا الحالتين الآتيتين:

1- العزم يسبب ضغط في الألياف الملامسة للماء: هنا لا داعي لتحقيق شرط الكتامة ويكتفى بتحقيق شرط المقاومة اعتماداً على علاقات تصميم مقطع مستطيل مسلّح على الشدّ:

$$\varepsilon = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) ; \alpha = \frac{n}{\left(n + \frac{\sigma_s}{\sigma'_c}\right)} ; \gamma = \sqrt{\frac{2}{\alpha \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_c}} \quad (7-6)$$

$$d = \gamma \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} ; A_s = \frac{M}{\varepsilon \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (8-6)$$

2- العزم يسبب شدّاً في الألياف الملامسة للماء: هنا لا بدّ من تحقيق شرط الكتامة وإذا كانت سماكة الجدار مفروضة يُحسب إجهاد الشدّ الفعلي في الخرسانة من أجل شريحة بعرض 1m ويُقارن مع الإجهاد المسموح في الخرسانة على الشدّ وفق العلاقة الآتية:

$$\sigma_{ct} = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{12 \cdot M}{b \cdot t^3} \cdot \frac{t}{2} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot t^2} \leq \bar{\sigma}_{ct} \quad (9-6)$$

أمّا إذا كانت سماكة المقطع غير معلومة فمن الممكن حساب السماكة الدنيا اللّازمة لمنع تشقّق الخرسانة وتحقيق الكتامة، وذلك بتعويض إجهاد الشدّ في الخرسانة بالقيمة المسموحة لإجهاد الشد في الخرسانة وفق العلاقة:

$$\frac{6 \cdot M}{b \cdot t^2} = \bar{\sigma}_{ct} \Rightarrow t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \bar{\sigma}_{ct}}} \quad (10-6)$$

وفيما يخص شرط المقاومة فيُعتمد على علاقات تصميم مقطع مستطيل مسلّح على الشدّ فقط (المذكورة أعلاه).

4-6-7 المقطع يخضع لانعطاف مركّب:

تُصادف هذه الحالة في الخزانات الدائريّة التي تخضع لعزم انعطاف مع إدخال أثر الحمولات الرأسية (بما فيها الوزن الذاتي)، أو عند دراسة عقد الخزانات المضلّعة العميقة، منطقة اتّصال جداري خزان، ومن المهم التنويه إلى أنّ الانعطاف المركّب يتضمّن حالة قوّة شدّ مع عزم انعطاف أو قوّة ضغط مع عزم انعطاف وفي كلا الحالتين يُحقق شرط الكتامة بالاعتماد على العلاقة العامّة لحساب الإجهادات في الخرسانة (تُعتمد الإشارة

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot t^2} \quad (11-6) \quad \text{الموجبة للشدّ والسالبة للضغط):}$$

ويمكن في حالة القوة المطبقة ضاغطة أن يُحقَّق شرط الكتامة اعتماداً على الحدِّ

$$\frac{6 \cdot M}{b \cdot t^2} \leq \bar{\sigma}_{ct}$$

فقط لحساب السماكة الدنيا وذلك لصالح الأمان.

وبالنسبة لشرط المقاومة تُعتمد علاقات التصميم حسب حالة اللامركزية:

- 1- إذا كانت القوة شادة أو ضاغطة واللامركزية كبيرة أي القوة تقع خارج التسليح يُعتمد على طريقة العزم الوهمي في حساب التسليح المشدود.
- 2- إذا كانت القوة شادة واللامركزية صغيرة يُحمّل الفولاذ كامل قوى الشدِّ ويُحسب وفق حالة الشدِّ المركزي الواردة أعلاه.
- 3- إذا كانت القوة ضاغطة واللامركزية صغيرة أي القوة تقع داخل التسليح، تُعتمد العلاقات الآتية في حساب إجهاد الضغط في الخرسانة في الليف الأكثر انضغاطاً والليف الأقل انضغاطاً:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{b \cdot h} \cdot \left[\frac{1}{1 + 2 \cdot n \cdot \mu} \mp \frac{1}{h} \cdot \frac{6 \cdot e}{1 + 6 \cdot n \cdot \mu \cdot \delta^2} \right] \quad (12-6)$$

$$\delta = \frac{0,5 \cdot h - a}{0,5 \cdot h} ; \quad \mu = \frac{A_{s1}}{b \cdot h} = \frac{A_{s2}}{b \cdot h} \quad (13-6)$$

وعلى العلاقات الآتية لتحقيق شرط المقاومة:

$$\max \sigma'_c \cdot h^3 - \frac{N}{\alpha} \cdot h - \frac{M}{2 \cdot \beta} = 0 \quad (14-6)$$

$$\min \sigma'_c \cdot h^3 - \frac{N}{\alpha} \cdot h + \frac{M}{2 \cdot \beta} = 0 \quad (15-6)$$

$$\gamma = \frac{b}{h} ; \quad \mu = \frac{A_{s1}}{b \cdot h} = \frac{A_{s2}}{b \cdot h} \quad (16-6)$$

$$\alpha = \gamma \cdot (1 + 2 \cdot n \cdot \mu) ; \quad a = d' = 0,1 \cdot h \quad (17-6)$$

$$\beta = \frac{\gamma}{12} + 0,32 \cdot n \cdot \gamma \cdot \mu \quad (18-6)$$

7-7 سماكة طبقة التغطية في العناصر الإنشائية للخرانات:

- 1- في حال كانت الخرسانة ملاسة للماء فيجب ألا تقل سماكة طبقة التغطية للتسليح عن 40mm.
- 2- إذا كانت الخرسانة ملاسة للتربة بشكل مستمر فيجب ألا تقل طبقة التغطية عن 50mm ولا داعي لتسليح هذه الطبقة بشبك دجاج.

- 3- إذا زادت طبقة التغطية عن 40mm في السطوح المكشوفة فيجب أن تسلح بشبك دجاج لحمايتها من التشقق.
- 4- بالنسبة للعناصر المعرضة للعوامل الجوية فيجب ألا تقل طبقة التغطية في البلاطات والجدران عن 20mm.

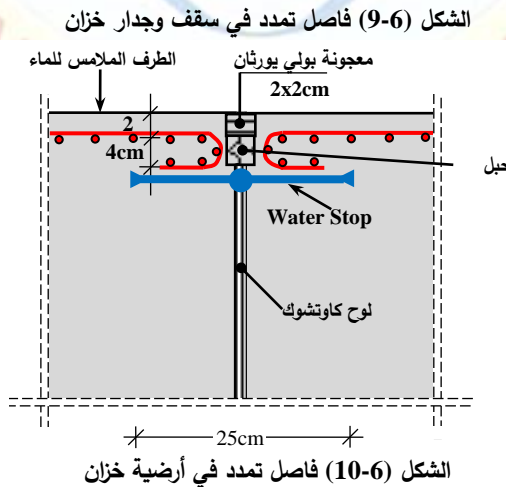
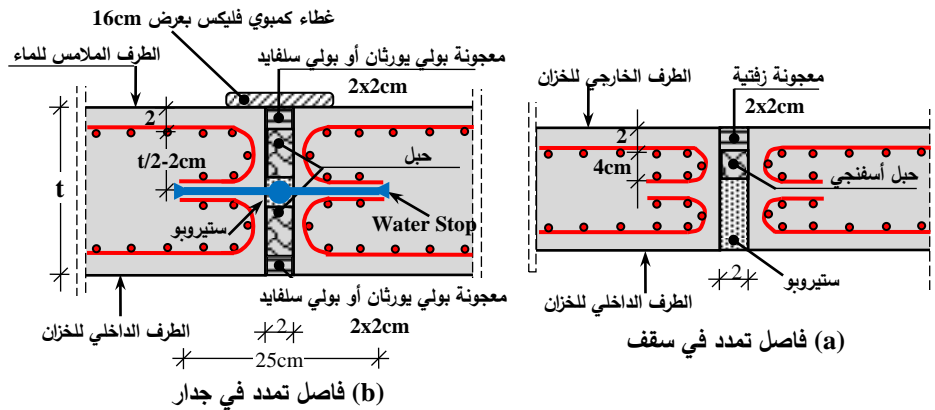
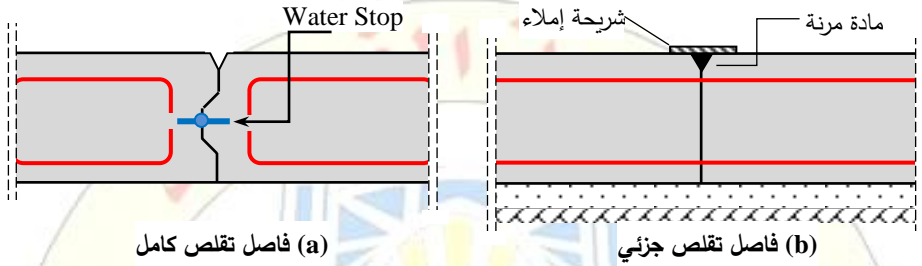
8-7 الفواصل في الخزانات:

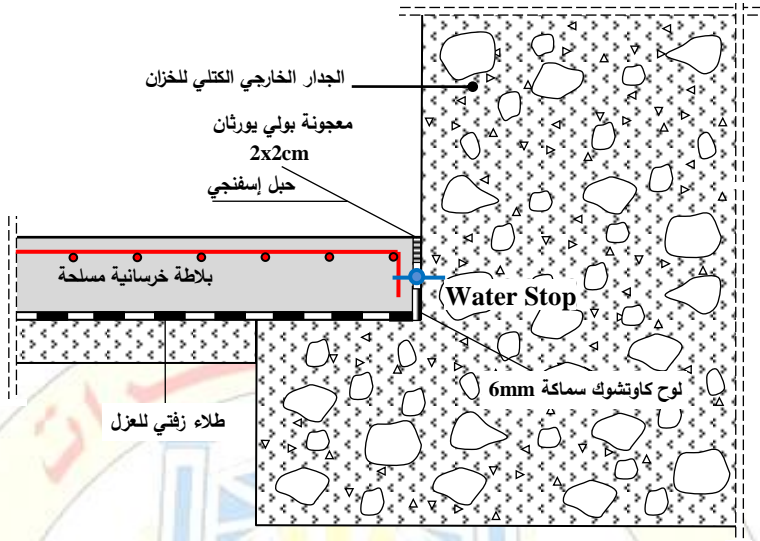
إنّ تأثر الخرسانة بالعوامل الجوية المحيطة، وعدم إمكانية تحقيق صب العناصر دفعة واحدة، حسب كبر الأبعاد وظروف التنفيذ، يتطلب من المهندس الإنشائي العناية بالعناصر الخرسانية المصبوبة، وأخذ الاحتياطات اللازمة، وتحديد المسافات اللازمة لتقسيم المنشأ لأطوال مناسبة وفق فواصل تسمح بتجنّب إجهادات شدّ إضافية في العناصر، مما يسبب ظهور تشقّقات في الخرسانة تؤدي مع مرور الوقت لصدأ في فولاذ التسليح وانخفاض مقاومة المقطع، سيُعرض فيما يأتي أنواع الفواصل الممكن اعتمادها في الخرسانة إضافة للمسافات اللازمة بينها للحدّ من التشقّقات.

1-8-7 أنواع الفواصل في الخزانات:

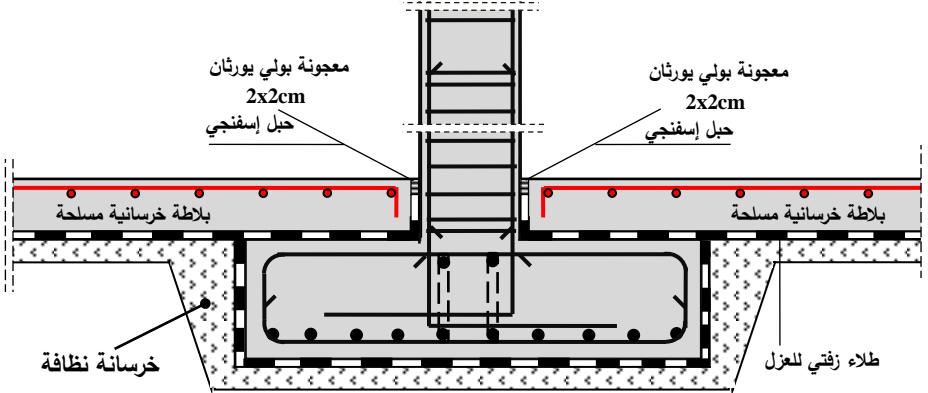
- 1-1-8-7 فواصل الحركة:** هي فواصل تقسم المنشأ لأطوال مناسبة يحدّد موقعها المهندس الإنشائي وتساعد على التخفيف من القيود على حركة المنشأ، مما يقلل من التشقّقات ويحتاج تحديد مواقعها لخبرة كافية من المهندس الإنشائي وتأخذ أحد الشكلين:
- 1- فواصل التقلص:** من الممكن أن يكون الفصل كاملاً في كلٍ من الخرسانة والفولاذ كما في الشكل (8-6-a) أو جزئياً في الخرسانة فقط كما في الشكل (8-6-b) واختيار أحد النوعين يعتمد على موقع الفاصل وفق المسافات المحدّدة من قبل المهندس.
- 2- فواصل التمدد:** إنّ تأثر الخرسانة بالتغيّرات الحرارية يسبّب تمدّداً وكنتيجة لاختلاف معامل مرونة الخرسانة والفولاذ تظهر تشقّقات تساعد على تسرب الرطوبة للفولاذ وظهور حادثة الصدأ، ونصّت الكودات على تنفيذ فواصل تسمح بتمدّد العنصر الخرساني ويكون الفصل كاملاً في الخرسانة والفولاذ مع ترك فراغ يُملئ بمادة مرنة، أنظر الشكل (9-6)، مع مراعاة المسافات الأفقية بين الفواصل، المحددة وفق الكود العربي السوري كالاتي:
- 45m في المناطق عالية الرطوبة (القريبة من البحر).
 - 40m في المناطق الرطبة (التي هطولها المطري السنوي أكثر من 600mm).

- 35m في المناطق متوسطة الرطوبة (التي هطولها السنوي بين 200 و600mm).
 - 30m في المناطق الجافة (التي هطولها السنوي أقل من 200mm).
- وعند الضرورة يسمح الكود بزيادة هذه المسافة بما لا يتعدى الثلث شريطة حساب المبنى على التأثيرات الحرارية وفق الكود المعتمد في التصميم، انظر الأشكال (6-9)، (6-10)، (6-11)، (6-12)، (6-13) لفواصل تمدد في عناصر خزانات المياه.

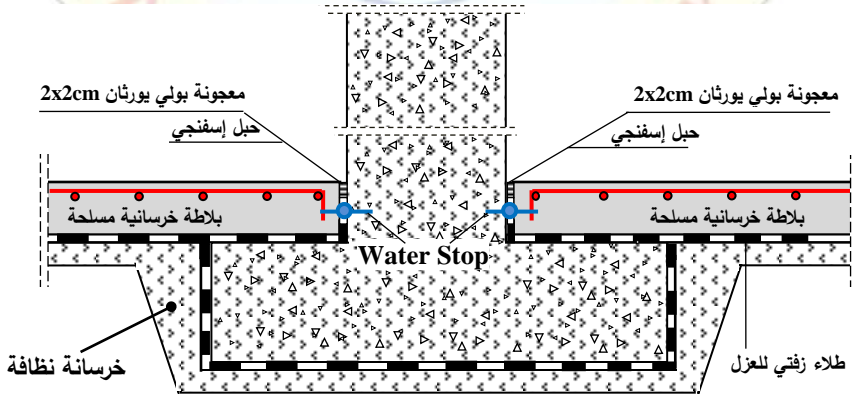




الشكل (11-6) فاصل تمدد بين أرضية وجدار خارجي لخران أرضي



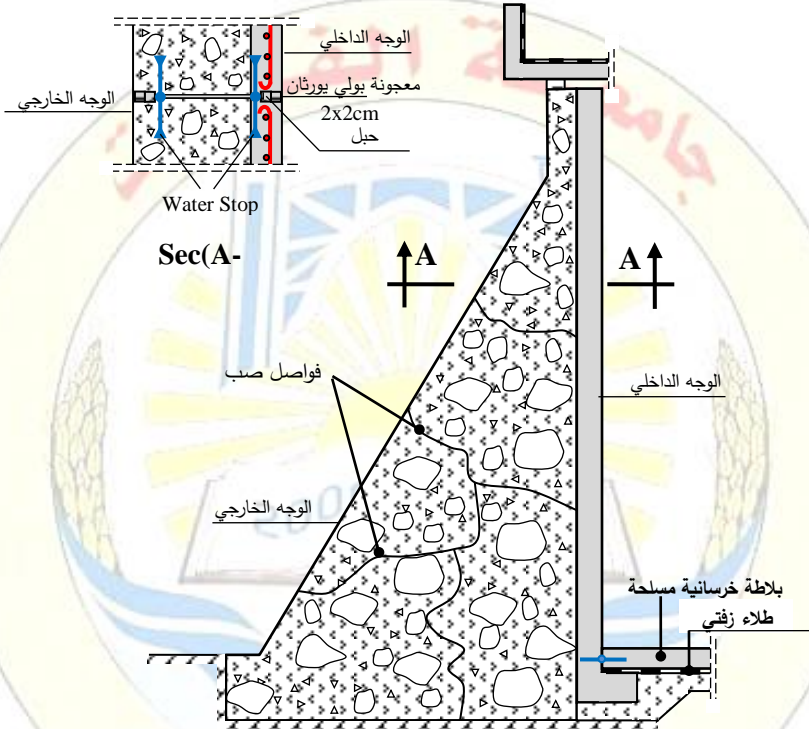
الشكل (12-6) فاصل تمدد بين الأعمدة وأرضية خزان



الشكل (13-6) فاصل تمدد بين جدار داخلي وأرضية خزان

2-1-8-7 فواصل التنفيذ:

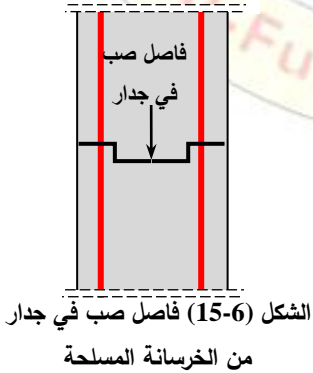
1- فواصل الصب: تستعمل في الحالات التي تستلزم الصب على دفعات بسبب كبر الكميات الواجب صبها، هذا يستدعي المحافظة على الاستمرارية من دون حدوث حركة نسبية، ويفضل التقليل من هذه الفواصل ما أمكن ويبين الشكل (6-14) نموذجاً لفواصل صب في جدار كتلي لخزان أرضي.



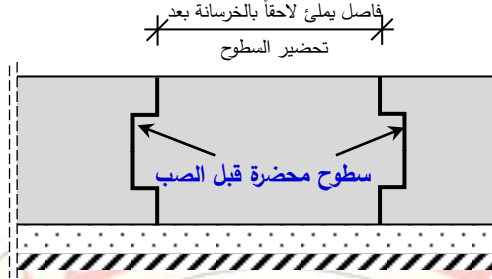
الشكل (6-14) فاصل الصب في جدار كتلي لخزان أرضي وفواصل التمدد بين قسمي الجدار الخارجي لخزان

كما يبين الشكل (6-15) فاصل صب في جدار خزان من الخرسانة المسلحة ولضمان استمرارية الصب، تتم معالجة السطح بالتنظيف والتخشين ومن ثم استعمال مونة غنية قبل صب المرحلة الثانية.

2- الفواصل المفتوحة بشكل مؤقت: تترك أحياناً في أثناء التنفيذ أجزاء من العناصر غير مصبوبة (خاصة في الأرضيات) ليتم فيما بعد إملؤها



بالخرسانة أو المونة قبل وضع المنشأ قيد الاستثمار، كما في الشكل (6-16)، ويجب أن يكون عرض الفاصل كافياً لإجراء تحضير السطح قبل إتمام عملية الصب.



الشكل (6-16) فاصل مفتوح في أرضية خزان

9-7 التباعد بين الفواصل:

تُعدّ المسافات بين فواصل التقلّص حسب نوع العناصر:

1- في البلاطات الخرسانية المسلحة: تُنفذ فواصل التقلّص بحيث لا تزيد المسافة عن 7,5m في الاتجاهين المتعامدين ويجب توفر توافق في مكان وجود الفاصل بين جدار الخزان والأرضية إلا إذا كان الاتصال بين جدار الخزان والقاعدة بشكل عقدة منزقة، حينها لا داعي للتقيّد بذلك.

2- في البلاطات الخرسانية المسلحة بتسليح أصغريّ يتم صبّ البلاطات بشكل مستطيلات لا تزيد أبعادها عن 4,5m بالاتجاهين.

3- في الجدران الخرسانية المسلحة لا يزيد التباعد بين الفواصل عن 7,5m.

4- في الجدران من الخرسانة العادية لا يزيد التباعد بين الفواصل عن 6m.

ولحدّ من التشقّقات يمكن اتباع النصائح الآتية:

- التقيّد باستعمال أسياخ التسليح بحيث تحقق المساحات المسموحة الدنيا والعظمى.
- تحقيق طبقة تغطية كافية لفولاذ التسليح وفق الكود المعتمد في التصميم.
- مراعاة الحدّ الأدنى والأعظمي لعدد الأسياخ والتباعد فيما بينها.
- التأكد من أنّ الإجهادات الفعلية أقلّ من المسموحة.
- تنفيذ فواصل الحركة في المواقع المناسبة لها في المنشأ.

10-6 دراسة وتصميم الخزانات الدائرية:

1-10-6 تصميم جدران الخزانات الدائرية:

تُعدّ الخزانات الدائرية من أكثر أنواع الخزانات الأرضية أو العالية استعمالاً لتخزين المياه العذبة أو الصناعية أو المحروقات السائلة، ويختلف الحساب فيما بينها باختلاف استناد نهايات جدرانها من الأعلى مع سقف الخزان، ومن الأسفل مع الأرضية، من الممكن أن تكون النهايات حرة في حالة الخزانات المكشوفة أو مستندة (متصلة) مع أعطيتها، (الأسقف)، المتمثلة ببلاطات دائرية أو قشريات دورانية، أما استناد جدران الخزانات الدائرية من الأسفل مع أرضياتها فيختلف حسب قدرة تحمل التربة التي يستند عليها الخزان ويأخذ إحدى الحالات الثلاث الآتية:

- 1- خزانات دائرية ذات اتصال منزلق مع الأرضية.
- 2- خزانات دائرية ذات استناد مفصلي مع الأرضية.
- 3- خزانات دائرية ذات استناد موثوق أو مستمر مع الأرضية.

1-1-10-6 خزانات دائرية ذات اتصال منزلق مع الأرضية:

في هذا النوع من الاتصال يكون الفصل كاملاً بين الجدار وأرضية الخزان ولعدم وجود ما يمنع الحركة تلغى العزوم في مكان الربط، ويُستعمل عادة من أجل تحمل تربة ضعيف $\sigma_{\text{soil}} \leq 1 \text{ kg/cm}^2 (0,1 \text{ MPa})$ ، يبيّن الشكل (6-17) نموذج اتصال منزلق لجدار خزان مع الأرضية ويُلاحظ ضرورة استعمال مواد مرنة للفصل ومواد تحقّق الكتامّة التامة لمنع رشح وتسرب السائل كالصفائح النحاسية أو الألواح الرصاصية أو مادة النيوبرين أو المطاط الطبيعي، لتشكل بذلك فاصلاً يقاوم الضغط الذي يولده السائل على جدار الخزان والذي يؤدي لتولد قوى شدّ حلقيّ على المقطع العرضي لجدار خزان.

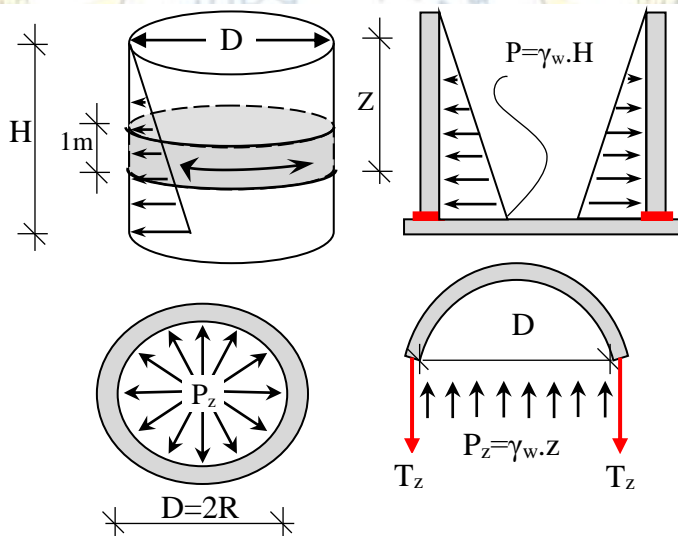
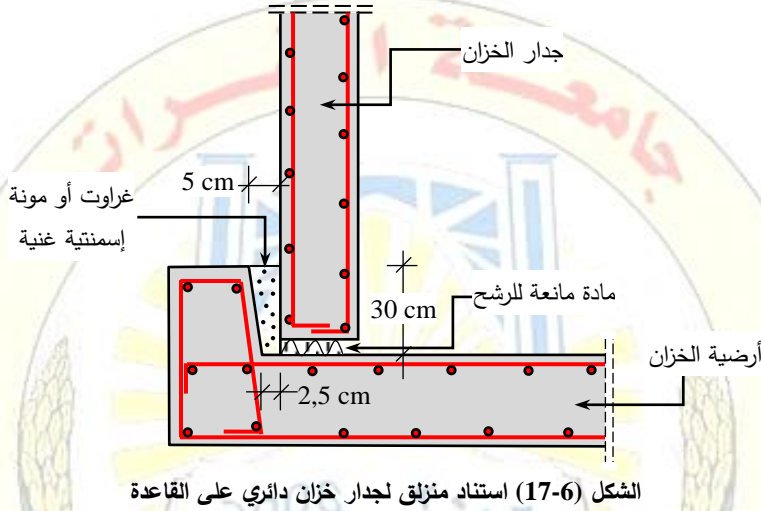
يبيّن الشكل (6-18) مقطعاً طولياً في خزان دائري ارتفاعه H وقطره الداخلي D ونصف قطره الداخلي R يخضع لضغط جانبيّ من تأثير وجود السائل تزيد قيمته مع ازدياد ارتفاع الخزان ويأخذ الشكل المثلثي وتحسب قيمته على ارتفاع Z من أعلى الخزان بالعلاقة: $P_z = \gamma_w \cdot Z$.

تُعدّ سماكة جدران الخزانات صغيرة مقارنةً مع نصف قطره R ، لذا يُعدّ الضغط الجانبيّ للسائل موزعاً بانتظام عند أيّ مقطع عرضي على ارتفاع Z ، وكما هو معروف

في المبادئ الأساسية لعلم السكون بأن فعل الضغط المنتظم على محيط نصف دائرة يكافئ فعل الضغط نفسه فيما لو كان موزعاً بانتظام على القطر وبالتالي تُحسب قيمة قوى الشدّ الحلقيّ T_z المؤثرة على جدران الخزّان الدائريّ من العلاقة:

$$2T_z = P_z \cdot D = P_z \cdot 2R$$

$$T_z = \gamma_w \cdot Z \cdot R \quad (19-6)$$



الشكل (18-6) قوى الشدّ الحلقيّ الناتجة عن ضغط المياه الجانبي

$$A_s = \frac{T_z}{\sigma_s} = \frac{T_z}{0,55 \cdot f_y}$$

ويحسب التسليح الحلقيّ من العلاقة:

وينتهي بترابك لا يقل عن 50ϕ وتُعد A_s مساحة التسليح اللازمة لطرفي الجدار .
 أما التسليح الشاقولي فيحسب اعتماداً على الحملات الرأسية المنقولة لجدران
 الخزّان من الأغشية ومن تأثير وزنه الذاتي، وذلك من أجل شريحة مترية موافقة لارتفاع
 الخزّان وتُعمد قيم التسليح الأصغرية في الجدران المسّحة على الحملات الشاقولية.
 للتأكد من شرط الكتامة تُحسب إجهادات الشدّ الفعلية في الخرسانة من العلاقة الآتية وفق
 إحدى الحالتين:

1- بإدخال أثر الانكماش في الخرسانة:

$$\sigma_{ct} = \frac{T + \varepsilon_{sh} \cdot E_s \cdot A_s}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct} (\text{kg/cm}^2) = 1,25 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (20-6)$$

2- بإهمال أثر الانكماش في الخرسانة:

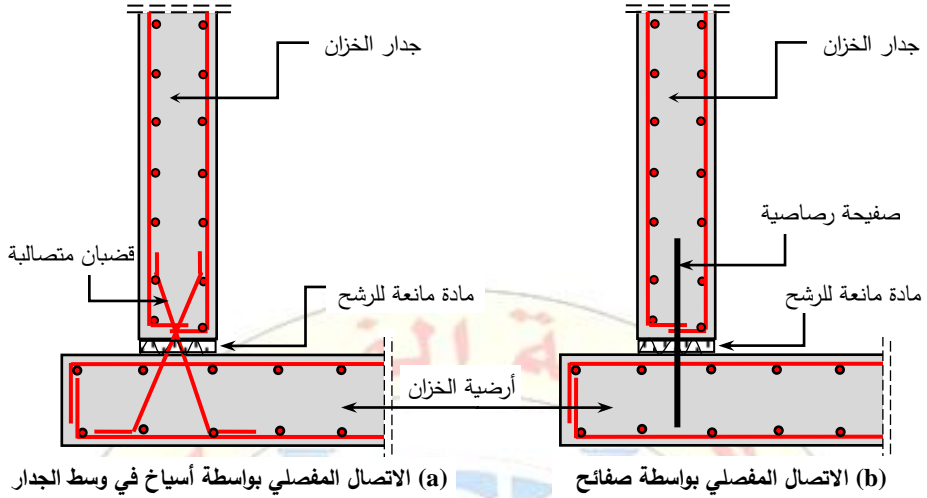
$$\sigma_{ct} = \frac{T}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct} (\text{kg/cm}^2) = 0,94 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (21-6)$$

في حال عدم تحقق شرط الكتامة تُزاد سماكة الجدار وإذا كان الجدار متدرج
 السماكة يُعمد متوسط السماكة عند حساب التسليح وتحقيق شرط الكتامة.

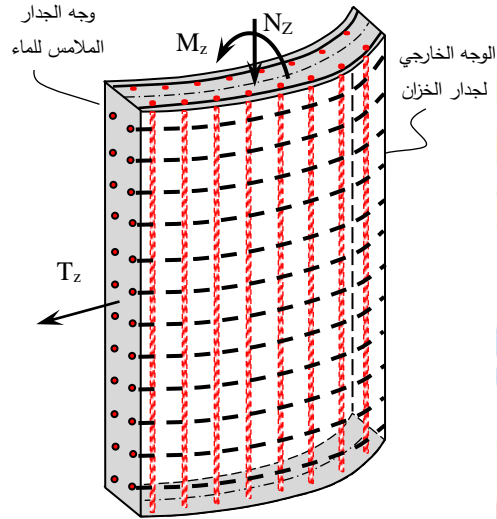
2-1-10-6 خزانات دائرية ذات اتصال متمفصل مع الأرضية:

يُستعمل هذا النوع من الاتصال كما في الشكل (6-19) في حالة الترب متوسطة
 التحمل وفي الحالات التي لا يرغب فيها المصمم بنقل العزوم إلى القاعدة، العزوم
 معدومة، وتقتصر الجهود على قوى شدّ حلقيّ وعزم انعطاف في جدار الخزّان يسبب شدّ
 في الألياف البعيدة عن السائل، وضغط في الألياف الملامسة للسائل ويمكن الاعتماد
 على طريقة جمعية الإسمنت البورتلندي في حساب الجهود التي يخضع لها جدار الخزّان،
 الفقرة (6-11).

يبين الشكل (6-20) الجهود التي تخضع لها شريحة مترية من جدار خزّان حيث
 يحسب التسليح الحلقيّ من تأثير قوى الشدّ الحلقيّ ويحسب التسليح الشاقوليّ من تأثير
 عزم الانعطاف والقوة الضاغطة (انعطاف مركّب) الناتجة من تأثير الحملات الرأسية
 (وزن ذاتي بالإضافة للحملات المنقولة من الأغشية في حال وجودها).



الشكل (19-6) استناد مفصلي لجدار دائري على القاعدة



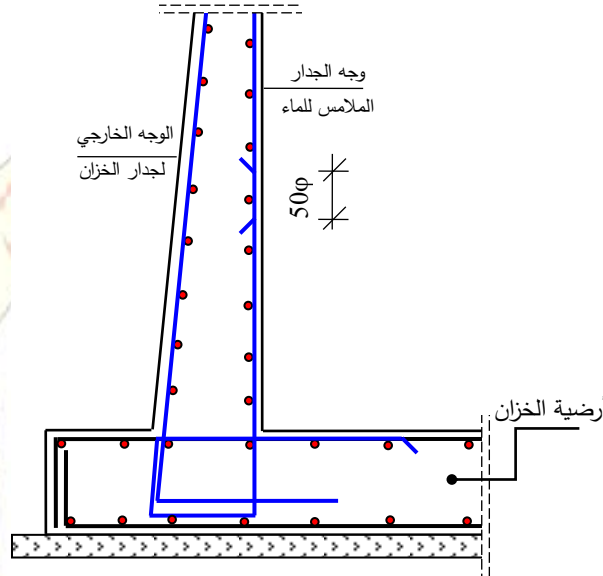
الشكل (20-6) الجهود المؤثرة على شريحة متربة لحالة خزان متمفصل مع الأرضية

3-1-10-6 خزانات دائرية ذات اتصال موقوف مع الأرضية.

يستعمل في الترب ذات قدرة التحمل الجيدة ولا يسمح هذا النوع من الاتصال بأي إمكانية للحركة مما يجعل الجدران تقاوم ضغط السائل بشكل مشترك بين الفعل الظفري والحلقي، يبين الشكل (21-6) اتصال جدار خزان بقاعدته بحيث يحقق وثاقه تامّة بين الجدار والأرضية.

تسلك جدران الخزّان في هذه الحالة سلوكاً حلقيّاً بتأثير ضغط المياه الجانبي على جدرانها وسلوكاً ظفريّاً وفق الاتجاه الرأسي للجدار، ينتج عنه عزم انعطاف عند اتصال

الجدار بالقاعدة، يسبب شداً في الألياف الملامسة للماء ثم تتغير القيمة والإشارة في المقاطع الأبعد عن القاعدة وتصبح الألياف الملامسة للماء مضغوطة والألياف الخارجية الأبعد عن الماء مشدودة، ولا بد عند دراسة الأرضية من إدخال تأثير الجهود المنقولة من الجدار كما سيرد لاحقاً.



الشكل (21-6) مقطع طولي في جدار خزان دائري موثوق مع القاعدة

11-6 حساب الجهود في جدران الخزانات الدائرية (طريقة جمعية الإسمنت البورتلندي) Portland Cement Assciation (P-C-A):

تعتمد هذه الطريقة على جداول لحساب كلٍّ من قوّة الشدّ الحلقويّ، والعزم المطبّق، والجهود القاطع حسب نوع اتصال الجدار بالأرضيّة وفق العلاقات الآتية:

$$T = C_t \cdot P_{\max} \cdot R = C_t \cdot \gamma \cdot h \cdot R \quad (22-6)$$

$$M = C_M \cdot P_{\max} \cdot h^2 = C_M \cdot \gamma \cdot h^3 \quad (23-6)$$

$$V = C_a \cdot P_{\max} \cdot h = C_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (24-6)$$

γ : كثافة السائل، h : العمق التخزينيّ للسائل، R : نصف قطر الخزان الداخليّ.

وتحسب الثوابت وفق النسبة $\frac{h^2}{D \cdot t^2}$.

الجدول رقم (1-6)										
قيم الشد الحلقي في الخزانات الدائرية من تأثير حمولة مثالية										
$F_i = C_T \cdot \gamma_w \cdot h \cdot R$ <p>الطرف السفلي موثوق الطرف العلوي حر الإشارة الموجبة تدل على الشد</p>										
$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_T ، الطرف السفلي موثوق									
	0,0 h	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h
0,4	+0,149	+0,134	+0,120	+0,101	+0,082	+0,066	+0,049	+0,029	+0,014	+0,004
0,8	+0,263	+0,239	+0,215	+0,190	+0,160	+0,130	+0,096	+0,063	+0,034	+0,010
1,2	+0,283	+0,271	+0,254	+0,234	+0,209	+0,180	+0,142	+0,099	+0,054	+0,016
1,6	+0,265	+0,268	+0,268	+0,266	+0,250	+0,226	+0,185	+0,134	+0,075	+0,023
2,0	+0,234	+0,251	+0,273	+0,285	+0,285	+0,274	+0,232	+0,172	+0,104	+0,031
3,0	+0,134	+0,203	+0,267	+0,322	+0,357	+0,362	+0,330	+0,262	+0,157	+0,052
4,0	+0,067	+0,164	+0,258	+0,339	+0,403	+0,429	+0,409	+0,334	+0,210	+0,073
5,0	+0,025	+0,137	+0,245	+0,346	+0,428	+0,477	+0,469	+0,398	+0,259	+0,092
6,0	+0,018	+0,119	+0,234	+0,344	+0,441	+0,504	+0,514	+0,447	+0,301	+0,112
8,0	-0,011	+0,104	+0,218	+0,335	+0,443	+0,534	+0,575	+0,530	+0,381	+0,151
10,0	-0,011	+0,098	+0,208	+0,323	+0,437	+0,542	+0,608	+0,589	+0,440	+0,179
12,0	-0,005	+0,097	+0,202	+0,312	+0,429	+0,543	+0,628	+0,633	+0,494	+0,211
14,0	-0,002	+0,098	+0,200	+0,306	+0,420	+0,539	+0,639	+0,666	+0,541	+0,241
16,0	0,00	+0,099	+0,199	+0,304	+0,412	+0,531	+0,641	+0,687	+0,582	+0,265

الجدول رقم (2-6)										
قيم الشد الحلقي في الخزانات الدائرية من تأثير حمولة مثالية										
$F_t = C_T \cdot \gamma_w \cdot h \cdot R$ <p>الطرف السفلي مفصل الطرف العلوي حر الإشارة الموجبة تدل على الشد</p>										
$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_T ، الطرف السفلي مفصل									
	0,0 h	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h
0,4	+0,474	+0,440	+0,395	+0,352	+0,308	+0,264	+0,215	+0,165	+0,111	+0,057
0,8	+0,423	+0,402	+0,381	+0,358	+0,330	+0,297	+0,249	+0,202	+0,145	+0,076
1,2	+0,350	+0,355	+0,361	+0,362	+0,358	+0,343	+0,309	+0,256	+0,186	+0,098
1,6	+0,271	+0,303	+0,341	+0,369	+0,385	+0,385	+0,362	+0,314	+0,233	+0,124
2,0	+0,205	+0,260	+0,321	+0,373	+0,411	+0,434	+0,419	+0,369	+0,280	+0,151
3,0	+0,074	+0,179	+0,281	+0,375	+0,449	+0,506	+0,519	+0,479	+0,375	+0,210
4,0	+0,017	+0,137	+0,253	+0,367	+0,469	+0,545	+0,579	+0,553	+0,447	+0,256
5,0	-0,008	+0,114	+0,235	+0,356	+0,469	+0,562	+0,617	+0,606	+0,503	+0,294
6,0	-0,011	+0,103	+0,223	+0,343	+0,463	+0,566	+0,639	+0,643	+0,547	+0,327
8,0	-0,015	+0,096	+0,208	+0,324	+0,443	+0,564	+0,661	+0,697	+0,621	+0,386
10,0	-0,008	+0,095	+0,200	+0,311	+0,428	+0,552	+0,666	+0,730	+0,678	+0,433
12,0	-0,002	+0,097	+0,197	+0,302	+0,417	+0,541	+0,664	+0,750	+0,720	+0,477
14,0	0,000	+0,098	+0,197	+0,299	+0,408	+0,531	+0,659	+0,761	+0,752	+0,531
16,0	+0,002	+0,100	+0,198	+0,299	+0,403	+0,521	+0,650	+0,764	+0,776	+0,536

الجدول رقم (3-6)										
قيم عزوم الانعطاف في الخزانات الدائرية من تأثير حمولة مثالية										
$M_t = C_M \cdot \gamma_w \cdot h^3$ الطرف السفلي موثوق الطرف العلوي حر الإشارة الموجبة تدل على الشد										
$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_M ، الطرف السفلي موثوق									
	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h	1,0 h
0,4	+0,0005	+0,0014	+0,0021	+0,0007	-0,0042	-0,0150	-0,0302	-0,0529	-0,0816	-0,1205
0,8	+0,0011	+0,0037	+0,0063	+0,0080	+0,0070	+0,0023	-0,0068	-0,0224	-0,0465	-0,0795
1,2	+0,0012	+0,0042	+0,0077	+0,0103	+0,0112	+0,0090	+0,0022	-0,0108	-0,0311	-0,0602
1,6	+0,0011	+0,0041	+0,0075	+0,0107	+0,0121	+0,0111	+0,0058	-0,0051	-0,0232	-0,0505
2,0	+0,0010	+0,0035	+0,0068	+0,0099	+0,0120	+0,0115	+0,0075	-0,0021	-0,0185	-0,0436
3,0	+0,0006	+0,0024	+0,0047	+0,0071	+0,0090	+0,0097	+0,0077	+0,0012	-0,0119	-0,0333
4,0	+0,0003	+0,0015	+0,0028	+0,0047	+0,0066	+0,0077	+0,0069	+0,0023	-0,0080	-0,0268
5,0	+0,0002	+0,0008	+0,0016	+0,0029	+0,0046	+0,0059	+0,0059	+0,0028	-0,0058	-0,0222
6,0	+0,0001	+0,0003	+0,0008	+0,0019	+0,0032	+0,0046	+0,0051	+0,0029	-0,0041	-0,0187
8,0	0,000	+0,0001	+0,0002	+0,0008	+0,0016	+0,0028	+0,0038	+0,0029	-0,0022	-0,0146
10,0	0,000	0,000	+0,0001	+0,0004	+0,0007	+0,0019	+0,0029	+0,0028	-0,0012	-0,0122
12,0	0,000	-0,0001	+0,0001	+0,0002	+0,0003	+0,0013	+0,0023	+0,0026	-0,0005	-0,0104
14,0	0,000	0,000	0,000	0,000	+0,0001	+0,0008	+0,0019	+0,0023	-0,0001	-0,0090
16,0	0,000	0,000	-0,0001	-0,0002	-0,0001	+0,0004	+0,0013	+0,0019	+0,0001	-0,0079

الجدول رقم (4-6)										
قيم الشد الحلقي في الخزانات الدائرية من تأثير حمولة منتظمة										
$F_t = C_T \cdot q \cdot R$ <p>الطرف السفلي موثوق الطرف العلوي حر الإشارة الموجبة تدل على الشد</p>										
		العامل C_T ، الطرف السفلي موثوق								
$h^2/(D \cdot t)$	0,0 h	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h
0,4	+0,582	+0,505	+0,431	+0,353	+0,277	+0,206	+0,145	+0,092	+0,046	+0,013
0,8	+1,052	+0,921	+0,796	+0,669	+0,542	+0,415	+0,289	+0,179	+0,089	+0,024
1,2	+1,218	+1,078	+0,946	+0,808	+0,665	+0,519	+0,378	+0,246	+0,127	+0,034
1,6	+1,257	+1,141	+1,009	+0,881	+0,742	+0,600	+0,449	+0,294	+0,153	+0,045
2,0	+1,253	+1,144	+1,041	+0,929	+0,806	+0,667	+0,514	+0,345	+0,186	+0,055
3,0	+1,160	+1,112	+1,061	+0,998	+0,912	+0,796	+0,646	+0,459	+0,258	+0,081
4,0	+1,085	+1,073	+1,057	+1,029	+0,977	+0,887	+0,746	+0,553	+0,322	+0,105
5,0	+1,037	+1,044	+1,047	+1,042	+1,015	+0,949	+0,825	+0,629	+0,379	+0,128
6,0	+1,010	+1,024	+1,038	+1,045	+1,034	+0,986	+0,879	+0,694	+0,430	+0,149
8,0	+0,989	+1,005	+1,022	+1,036	+1,044	+1,026	+0,953	+0,788	+0,519	+0,189
10,0	+0,989	+0,998	+1,010	+1,023	+1,039	+1,040	+0,996	+0,859	+0,591	+0,226
12,0	+0,994	+0,997	+1,003	+1,014	+1,031	+1,043	+1,022	+0,911	+0,652	+0,262
14,0	+0,997	+0,998	+1,000	+1,007	+1,022	+1,040	+1,035	+0,949	+0,705	+0,294
16,0	+1,000	+0,999	+0,999	+1,003	+1,015	+1,032	+1,040	+0,975	+0,750	+0,321

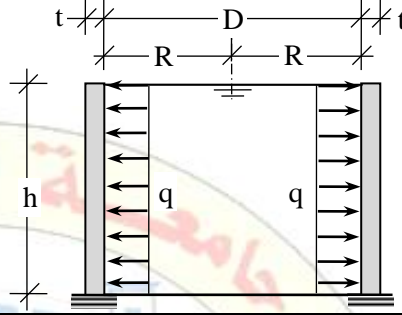
الجدول رقم (5-6)										
قيم الشد الحلقي في الخزانات الدائرية من تأثير حمولة منتظمة										
$F_t = C_T \cdot q \cdot R$ الطرف السفلي مفصل الطرف العلوي حر الإشارة الموجبة تدل على الشد										
$h^2/(D \cdot t)$	0,0 h	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h
0,4	+1,474	+1,340	+1,195	+1,052	+0,908	+0,764	+0,615	+0,465	+0,311	+0,154
0,8	+1,423	+1,302	+1,181	+1,058	+0,930	+0,797	+0,649	+0,502	+0,345	+0,166
1,2	+1,350	+1,255	+1,161	+1,062	+0,958	+0,843	+0,709	+0,556	+0,386	+0,198
1,6	+1,271	+1,203	+1,141	+1,069	+0,985	+0,885	+0,756	+0,614	+0,433	+0,224
2,0	+1,205	+1,160	+1,121	+1,073	+1,011	+0,934	+0,819	+0,669	+0,480	+0,251
3,0	+1,074	+1,079	+1,081	+1,075	+1,049	+1,006	+0,919	+0,779	+0,575	+0,301
4,0	+1,017	+1,037	+1,053	+1,067	+1,045	+1,045	+0,979	+0,853	+0,647	+0,356
5,0	+0,992	+1,014	+1,035	+1,056	+1,069	+1,062	+1,017	+0,906	+0,703	+0,394
6,0	+0,989	+1,003	+1,023	+1,043	+1,063	+1,066	+1,039	+0,943	+0,747	+0,427
8,0	+0,985	+0,996	+1,008	+1,024	+1,043	+1,064	+1,061	+0,997	+0,821	+0,486
10,0	+0,992	+0,995	+1,000	+1,011	+1,028	+1,052	+1,066	+1,030	+0,878	+0,533
12,0	+0,998	+0,997	+0,997	+1,002	+1,017	+1,041	+1,064	+1,050	+0,920	+0,577
14,0	+1,000	+0,998	+0,997	+0,999	+1,008	+1,031	+1,059	+1,061	+0,952	+0,613
16,0	+1,002	+1,000	+0,998	+0,999	+1,003	+1,021	+1,050	+1,064	+0,976	+0,636

الجدول رقم (6-6)

قيم عزوم الانعطاف في الخزانات الدائرية من تأثير حمولة منتظمة

$$M_t = C_M \cdot q \cdot h^2$$

الطرف السفلي موثوق
الطرف العلوي حر
الإشارة الموجبة تدل على الشد



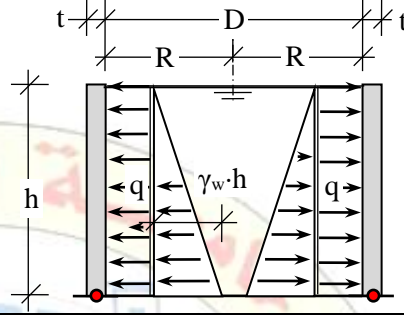
$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_M ، الطرف السفلي موثوق									
	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h	1,0 h
0,4	-0,0023	-0,0093	-0,0227	-0,0439	-0,0710	-0,1018	-0,1455	-0,2000	-0,2593	-0,3310
0,8	0,000	-0,0006	-0,0025	-0,0083	+0,0185	-0,0362	-0,0594	-0,0917	-0,1325	-0,1835
1,2	+0,0008	+0,0026	+0,0037	+0,0029	-0,0009	-0,0089	-0,0227	-0,0468	-0,0815	-0,1178
1,6	+0,0011	+0,0036	+0,0062	+0,0077	+0,0068	+0,0011	-0,0093	-0,0267	-0,0529	-0,0876
2,0	+0,0010	+0,0036	+0,0066	+0,0088	+0,0089	+0,0059	-0,0019	-0,0167	-0,0389	-0,0719
3,0	+0,0007	+0,0026	+0,0051	+0,0074	+0,0091	+0,0083	+0,0042	-0,0053	-0,0223	-0,0483
4,0	+0,0004	+0,0015	+0,0033	+0,0052	+0,0069	+0,0075	+0,0053	-0,0013	-0,0145	-0,0365
5,0	+0,0002	+0,0008	+0,0019	+0,0035	+0,0051	+0,0061	+0,0052	+0,0007	-0,0101	-0,0293
6,0	+0,0001	+0,0004	+0,0011	+0,0022	+0,0036	+0,0049	+0,0048	+0,0017	-0,0073	-0,0242
8,0	0,000	+0,0001	+0,0003	+0,0008	+0,0018	+0,0031	+0,0038	+0,0024	-0,0040	-0,0184
10,0	0,000	-0,0001	0,0000	+0,0002	+0,0009	+0,0021	+0,0030	+0,0026	-0,0022	-0,0147
12,0	0,000	0,000	-0,0001	0,0000	+0,0004	+0,0014	+0,0024	+0,0022	-0,0012	-0,0123
14,0	0,000	0,000	0,0000	0,000	+0,0002	+0,0010	+0,0018	+0,0021	-0,0007	-0,0105
16,0	0,000	0,000	0,0000	-0,0001	+0,0001	+0,0006	+0,0012	+0,0020	-0,0005	-0,0091

الجدول رقم (7-6)

قيم عزوم الانعطاف في الخزانات الدائرية من تأثير حمولة منتظمة وحمولة مثلثية

$$M=C_M \cdot (q \cdot h^2 + \gamma_w \cdot h^3)$$

الطرف السفلي مفصل
الطرف العلوي حر
الإشارة الموجبة تدل على الشد



$\frac{h^2}{D} \cdot t$	العامل C_M ، الطرف السفلي مفصل									
	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h	1,0 h
0,4	+0,0020	+0,0072	+0,0151	+0,0230	+0,0301	+0,0348	+0,0357	+0,0312	+0,0197	0,000
0,8	+0,0019	-0,0064	+0,0133	+0,0207	+0,0271	+0,0319	+0,0329	+0,0292	+0,0187	0,000
1,2	+0,0016	+0,0058	+0,0111	+0,0177	+0,0237	+0,0280	+0,0296	+0,0263	+0,0171	0,000
1,6	+0,0012	+0,0044	+0,0091	+0,0145	+0,0195	+0,0236	+0,0255	+0,0232	+0,0155	0,000
2,0	+0,0009	+0,0033	+0,0073	+0,0114	+0,0158	+0,0199	+0,0219	+0,0205	+0,0145	0,000
3,0	+0,0004	+0,0018	+0,0040	+0,0063	+0,0092	+0,0127	+0,0152	+0,0153	+0,0111	0,000
4,0	+0,0001	+0,0007	+0,0016	+0,0033	+0,0057	+0,0083	+0,0109	+0,0118	+0,0092	0,000
5,0	0,000	+0,0001	+0,0006	+0,0016	+0,0034	+0,0057	+0,0080	+0,0094	+0,0078	0,000
6,0	0,000	0,000	+0,0002	+0,0008	+0,0019	+0,0039	+0,0062	+0,0078	+0,0068	0,000
8,0	0,000	0,000	-0,0002	0,0000	+0,0007	+0,0020	+0,0038	+0,0057	+0,0054	0,000
10,0	0,000	0,000	-0,0002	-0,0001	+0,0002	+0,0011	+0,0025	+0,0043	+0,0045	0,000
12,0	0,000	0,000	-0,0001	-0,0002	0,0000	+0,0005	+0,0017	+0,0032	+0,0039	0,000
14,0	0,000	0,000	-0,0001	-0,0001	-0,0001	0,0000	+0,0012	+0,0026	+0,0033	0,000
16,0	0,000	0,000	0,0000	-0,0001	-0,0002	-0,0004	+0,0008	+0,0022	+0,0029	0,000

الجدول رقم (8-6)										
قيم الشد الحلقي في الخزانات الدائرية من تأثير قوة قاطعة شدتها V موزعة بانتظام على الطرف العلوي										
$F_t = C_T \cdot V \cdot R / h$ الطرف السفلي موثوق الطرف العلوي حر الإشارة الموجبة تدل على الشد										
	العامل C_T ، الطرف السفلي موثوق									
$h^2 / (D \cdot t)$	0,0 h	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h
0,4	-1,57	-1,32	-1,08	-0,86	-0,65	-0,47	-0,31	-0,18	-0,08	-0,02
0,8	-3,09	-2,55	-2,04	-1,57	-1,15	-0,80	-0,51	-0,28	-0,13	-0,03
1,2	-3,95	-3,17	-2,44	-1,79	-1,25	-0,81	-0,48	-0,25	-0,10	-0,02
1,6	-4,57	-3,54	-2,60	-1,80	-1,17	-0,69	-0,36	-0,16	-0,05	-0,01
2,0	-5,12	-3,83	-2,68	-1,74	-1,02	-0,52	-0,21	-0,05	+0,01	+0,01
3,0	-6,32	-4,37	-2,70	-1,43	-0,58	-0,02	+0,15	+0,19	+0,13	+0,04
4,0	-7,34	-4,73	-2,60	-1,10	-0,19	+0,26	+0,38	+0,33	+0,19	+0,06
5,0	-8,22	-4,99	-2,45	-0,79	+0,11	+0,47	+0,50	+0,37	+0,20	+0,06
6,0	-9,02	-5,17	-2,27	-0,50	+0,34	+0,59	+0,53	+0,35	+0,17	+0,01
8,0	-10,42	-5,36	-1,85	-0,02	+0,63	+0,66	+0,46	+0,24	+0,09	+0,01
10,0	-11,67	-5,43	-1,43	+0,36	+0,78	+0,62	+0,33	+0,12	+0,02	0,00
12,0	-12,76	-5,41	-1,03	+0,63	+0,83	+0,52	+0,21	+0,04	-0,02	0,00
14,0	-13,77	-5,34	-0,68	+0,80	+0,81	+0,42	+0,13	0,00	-0,03	-0,01
16,0	-14,74	-5,22	-0,33	+0,96	+0,76	+0,32	+0,05	+0,04	-0,05	-0,02

الجدول رقم (9-6)										
قيم الشد الحلقي في الخزانات الدائرية من تأثير عزم m موزع بانتظام على محيط الطرف السفلي										
$F_t = C_T \cdot m \cdot R / h^2$ <p>الطرف السفلي مفصل الطرف العلوي حر الإشارة الموجبة تدل على الشد</p>										
$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_T ، الطرف السفلي مفصل									
	0,0 h	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h
0,4	+2,70	+2,50	+2,30	+2,12	+1,91	+1,69	+1,41	+1,13	+0,80	+0,44
0,8	+2,02	+2,06	+2,10	+2,14	+2,10	+2,02	+1,95	+1,75	+1,39	+0,80
1,2	+1,06	+1,42	+1,79	+2,03	+2,46	+2,65	+2,80	+2,60	+2,22	+1,37
1,6	+0,12	+0,79	+1,43	+2,04	+2,72	+3,25	+3,56	+3,59	+3,13	+2,01
2,0	-0,68	+0,22	+1,10	+2,02	+2,90	+3,69	+4,30	+4,54	+4,08	+2,75
3,0	-1,78	-0,71	+0,43	+1,60	+2,95	+4,29	+5,66	+6,58	+6,55	+4,73
4,0	-1,87	-1,00	-0,08	+1,04	+2,47	+4,31	+6,34	+8,19	+8,82	+6,81
5,0	-1,54	-1,03	-0,42	+0,45	+1,86	+3,93	+6,60	+9,41	+11,03	+9,02
6,0	-1,04	-0,86	-0,59	-0,05	+1,21	+3,34	+6,54	+10,28	+13,08	+11,41
8,0	-0,24	-0,53	-0,73	-0,67	-0,02	+2,05	+5,87	+11,32	+16,52	+16,06
10,0	+0,21	-0,23	-0,64	-0,94	-0,73	+0,82	+4,79	+11,63	+19,48	+20,87
12,0	+0,32	-0,05	-0,46	-0,96	-1,15	-0,18	+3,52	+11,27	+21,80	+25,73
14,0	+0,26	+0,04	-0,28	-0,76	-1,29	-0,87	+2,29	+10,55	+23,50	+30,34
16,0	+0,22	+0,07	-0,08	-0,64	-1,28	-1,30	+1,12	+9,67	+24,53	+34,65

الجدول رقم (10-6)										
عزوم الانعطاف في الخزانات الدائرية من تأثير قوة قاطعة شدتها V موزعة بانتظام على الطرف العلوي										
$M=C_M \cdot V \cdot h$ الطرف السفلي موثوق الطرف العلوي حر الإشارة الموجبة تدل على الشد										
$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_M ، الطرف السفلي موثوق									
	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h	1,0 h
0,4	+0,093	+0,172	+0,240	+0,300	+0,354	+0,402	+0,448	+0,492	+0,535	+0,578
0,8	+0,085	+0,145	+0,185	+0,208	+0,220	+0,224	+0,223	+0,219	+0,214	+0,208
1,2	+0,082	+0,132	+0,157	+0,164	+0,159	+0,145	+0,127	+0,106	+0,084	+0,062
1,6	+0,079	+0,122	+0,139	+0,138	+0,125	+0,105	+0,081	+0,056	+0,030	+0,004
2,0	+0,077	+0,115	+0,126	+0,119	+0,103	+0,080	+0,056	+0,031	+0,006	-0,019
3,0	+0,072	+0,100	+0,100	+0,086	+0,066	+0,044	+0,025	+0,006	-0,010	-0,024
4,0	+0,068	+0,088	+0,081	+0,063	+0,043	+0,025	+0,010	-0,001	-0,010	-0,019
5,0	+0,064	+0,078	+0,067	+0,047	+0,028	+0,013	+0,003	-0,003	-0,007	-0,011
6,0	+0,062	+0,070	+0,056	+0,036	+0,018	+0,006	0,000	-0,003	-0,005	-0,006
8,0	+0,057	+0,058	+0,041	+0,021	+0,007	0,000	-0,002	-0,003	-0,002	-0,001
10,0	+0,053	+0,049	+0,029	+0,012	+0,002	-0,002	-0,002	-0,002	-0,001	0,000
12,0	+0,049	+0,042	+0,022	+0,007	0,000	-0,002	-0,002	-0,001	0,000	0,000
14,0	+0,046	+0,036	+0,017	+0,004	-0,001	-0,002	-0,001	-0,001	0,000	0,000
16,0	+0,044	+0,031	+0,012	+0,001	-0,002	-0,002	-0,001	0,000	0,000	0,000

الجدول رقم (11-6)										
عزوم الانعطاف في الخزانات الدائرية من تأثير عزم m موزع بانتظام على محيط الطرف السفلي										
$M=C \cdot m$ الطرف السفلي مفصل الطرف العلوي حر الإشارة الموجبة تدل على الشد										
	العامل C_a ، الطرف السفلي مفصل									
$h^2/(D \cdot t)$	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h	1,0 h
0,4	+0,013	+0,051	+0,109	+0,196	+0,296	+0,414	+0,547	+0,692	+0,843	+1,000
0,8	+0,009	+0,040	+0,090	+0,164	+0,253	+0,375	+0,503	+0,659	+0,824	+1,000
1,2	+0,006	+0,027	+0,063	+0,125	+0,206	+0,316	+0,454	+0,616	+0,802	+1,000
1,6	+0,003	+0,011	+0,035	+0,078	+0,152	+0,253	+0,393	+0,570	+0,775	+1,000
2,0	-0,002	-0,002	+0,012	+0,034	+0,096	+0,193	+0,340	+0,519	+0,748	+1,000
3,0	-0,007	-0,022	-0,030	-0,029	+0,010	+0,087	+0,227	+0,426	+0,692	+1,000
4,0	-0,008	-0,026	-0,044	-0,051	-0,034	+0,023	+0,150	+0,354	+0,645	+1,000
5,0	-0,007	-0,024	-0,045	-0,061	-0,057	-0,015	+0,095	+0,296	+0,606	+1,000
6,0	-0,005	-0,018	-0,040	-0,058	-0,065	-0,037	+0,057	+0,252	+0,572	+1,000
8,0	-0,001	-0,009	-0,022	-0,044	-0,068	-0,062	+0,002	+0,178	+0,515	+1,000
10,0	0,000	-0,002	-0,009	-0,028	-0,053	-0,067	-0,031	+0,123	+0,467	+1,000
12,0	0,000	0,000	-0,003	-0,016	-0,040	-0,064	-0,049	+0,081	+0,424	+1,000
14,0	0,000	0,000	0,000	-0,008	-0,029	-0,059	-0,060	+0,048	+0,387	+1,000
16,0	0,000	0,000	+0,002	-0,003	-0,021	-0,051	-0,066	+0,025	+0,354	+1,000

الجدول رقم (6-12)				
القص في الطرف السفلي للخزانات الدائرية				
	$V=C_a \cdot \gamma_w \cdot h^2$	حمولة مثلثية		
	$V=C_a \cdot q \cdot h$	حمولة موزعة بانتظام		
	$V=C_a \cdot m/h$	عزم m في الطرف السفلي		
$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_a			
	حمولة مثلثية قاعدة موثوقة	حمولة موزعة بانتظام قاعدة موثوقة	حمولة منتظمة أو مثلثية قاعدة متمفصلة	عزم في الطرف السفلي
0,4	+0,436	+0,755	+0,245	-1,58
0,8	+0,374	+0,552	+0,234	-1,75
1,2	+0,339	+0,460	+0,220	-2,00
1,6	+0,317	+0,407	+0,204	-2,28
2,0	+0,299	+0,370	+0,189	-2,57
3,0	+0,262	+0,310	+0,158	-3,18
4,0	+0,236	+0,271	+0,137	-3,68
5,0	+0,213	+0,243	+0,121	-4,10
6,0	+0,197	+0,222	+0,110	-4,49
8,0	+0,174	+0,193	+0,096	-5,18
10,0	+0,158	+0,172	+0,087	-5,81
12,0	+0,145	+0,158	+0,079	-6,38
14,0	+0,135	+0,147	+0,073	-6,88
16,0	+0,127	+0,137	+0,068	-7,36

12-6 تصميم أرضية الخزانات الدائرية:

تتبع حالة استناد الأرضية لقدرة تحمل التربة ولوظيفة الخزان وحجمه، فالخزانات ذات السعة التخزينية الكبيرة، يجب أن تستند على التربة مهما كانت قدرة تحملها مع اتخاذ التدابير الإنشائية المناسبة في اختيار منسوب التأسيس وتحسين مواصفات التربة، أو قد يكون الهدف من الخزان ضخ المياه لمنطقة سكنية، هنا لا بد من إنشاء الخزان في موقع مرتفع واعتماد حالة الخزان المحمول على أعمدة أو نواة خرسانية مسلحة لتحقيق أكبر قدر ممكن من الارتفاع ومن ثم ضخ المياه بالراحة للموقع وبالتالي يمكن أن نصادف نوعين من الاستناد عند تصميم أرضيات الخزانات:

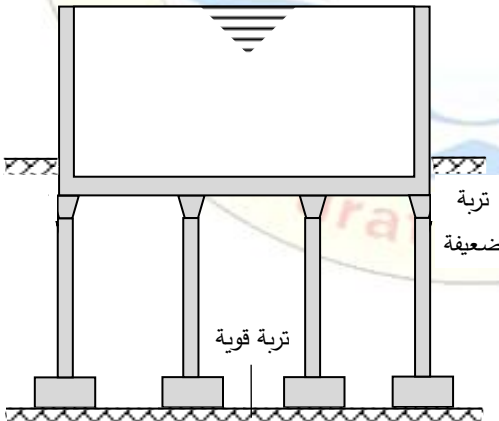
1- خزانات ذات أرضيات تستند مباشرة على الأرض الطبيعية: تمثل الأرضيات قاعدة لنقل الجهود للتربة وفي الوقت نفسه هي جزء من حلة الخزان.

2- خزانات ذات أرضية مرتفعة عن سطح الأرض الطبيعية: تستند أرضية حلة الخزان على أعمدة ترتكز بدورها على أساسات سطحية أو عميقة حسب قدرة تحمل التربة.

وفيما يأتي كيفية تصميم أرضيات الخزانات وفق ثلاث حالات حسب قدرة تحمل التربة:

1- الخزانات التي تستند على تربة ذات قدرة تحمل ضعيفة $\bar{\sigma}_{\text{Soil}} \leq 1 \text{ kg/cm}^2$:

في حالة التربة ذات القابلية العالية للانضغاط، غير متجانسة، أو ذات قدرة تحمل ضعيفة ينصح بعدم سند أرضية الخزان على التربة مباشرة لأن ذلك يعرض الخزان



الشكل (22-6) خزان يستند على أعمدة ذات أساسات منعزلة

لهبوطات تفاضلية كبيرة حتى لو كانت

الحمولات المنقولة للتربة صغيرة،

ويكون الحل الإنشائي الأفضل تحميل

قاعدة الخزان على أعمدة تقوم بنقل

الحمولات لتربة التأسيس عبر أساسات

منعزلة أو شريطية، ويبيّن الشكل (22-

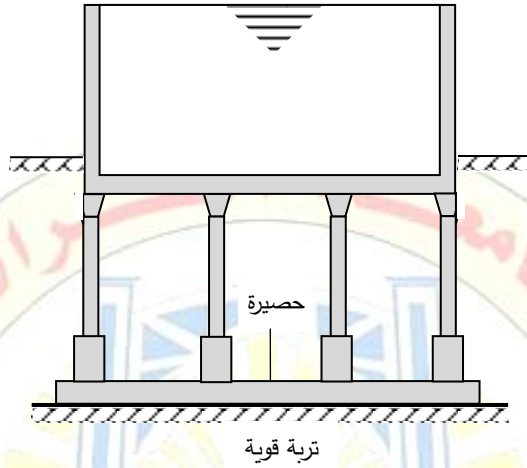
6) أحد الخزانات يستند على أعمدة

ذات أساسات منعزلة.

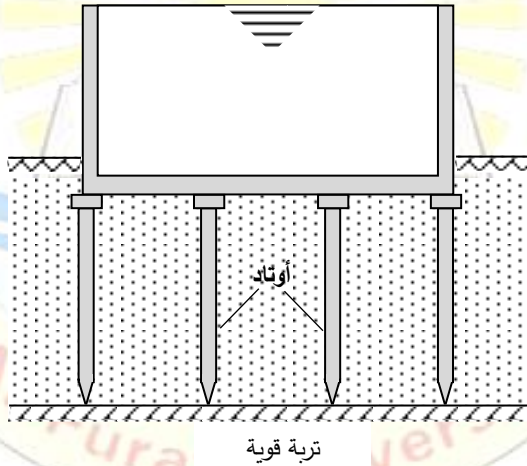
2- الخزانات التي تستند على تربة

ذات قدرة تحمل متوسطة $1 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{\text{Soil}} \leq 3 \text{ kg/cm}^2$

يفضّل اللّجوء في هذه الحالة لتحميل قاعدة الخزّان على أعمدة مستندة إلى حصيرة إذا كانت التربة القاسية على عمق قليل، كما في الشكل (23-6)، أو تحميلها على أوتاد إذا كان عمق الطبقة القاسية كبيراً كما في الشكل (24-6).



الشكل (23-6) خزان يستند على أساس حصيرة



الشكل (24-6) خزان يستند على أوتاد

3- الخزانات التي تستند على تربة ذات قدرة تحمل جيدة $\bar{\sigma}_{\text{Soil}} > 3 \text{ kg/cm}^2$:

يمكن تنفيذ الخزانات على التربة مباشرة إذا كانت قدرة التحمل $\bar{\sigma}_{\text{Soil}} > 3 \text{ kg/cm}^2$ وهنا تكون أرضية الخزّان بمثابة القاعدة التي تنقل الحمولات للتربة، كلما ابتعدنا عن الجدار باتجاه مركز القاعدة، تُعتمد سماكة للأرضية بجوار الجدار أكبر من سماكة الأرضية ويكون التنفيذ بإحدى الحالتين:

- سماكة ثابتة حول الجدار لمسافة L ثم ينفذ فاصل هبوط لتتغير بعد ذلك سماكة الأرضية والممتدة حتى مركز القاعدة ويجب ألا تقل عن 20cm بحيث تؤمن الكتامة والمقاومة الكافية.
- في حال كانت تربة التأسيس قويّة جداً (صخريّة) حيث لا يتوقع حصول هبوطات فيها تضرّ بالخزان، تنفذ سماكة كافية حول الجدار لمسافة L وتقل بعدها سماكة الأرضية من دون تنفيذ فاصل هبوط بينهما، أيضاً يجب ألا تقل سماكة الأخيرة عن 20cm.

في كلا الحالتين السابقتين لا تختلف طريقة حساب المسافة L للأرضية حول الخزان وهي كالآتي:

يبين الشكل (6-25) جدار خزان موثوق مع القاعدة يخضع عند اتصاله بالقاعدة لعزم انعطاف M وقوة قص V حيث تنتقل هذه الجهود للقاعدة وتُعدّ قوة القصّ كقوة شادة مطبقة على القاعدة كما تتأثر قاعدة الخزان إضافة لهذه الجهود بحمولات رأسية ناتجة عن وزن الماء في الخزان والوزن الذاتي للقاعدة، إذا فرضنا أن L تمثل طول القاعدة حول جدار الخزان والمطلوب حساب الطول الكافي لها وتصميم مقطعها على كلٍ من شرط المقاومة لتحديد السماكة والتسليح وشرط الكتامة بافتراض أن العزم يشد الألياف الملامسة للماء وبالتالي يجب التأكد من كفاية سماكة الأرضية لضمان عدم حدوث تشققات.

يمكن إيجاد الطول L بالاعتماد على الشرط الثاني من طريقة عزم المساحة واعتبار زاوية دوران النهاية B تساوي إلى الصفر، مع التذكير بأن الانتقال والدوران في بداية العنصر A (عند الوثاقة) تساوي الصفر حسب شروط النهايات:

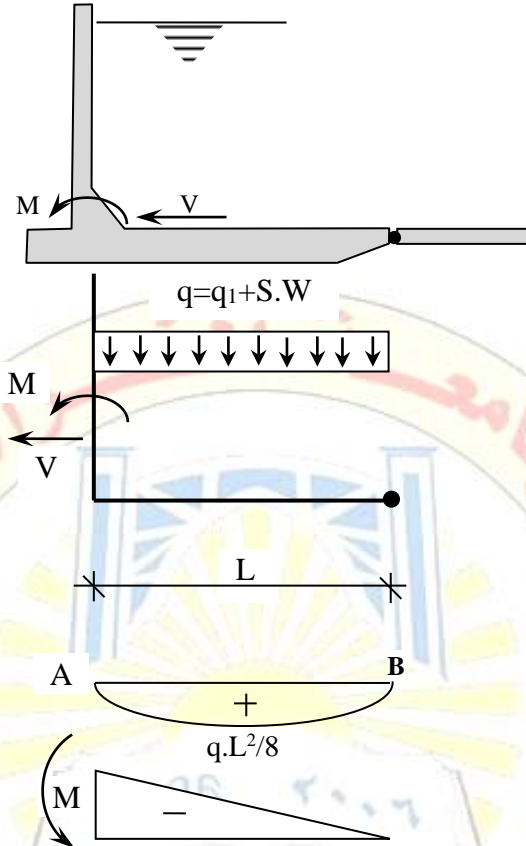
$$\frac{q \cdot L^2}{8} \cdot \frac{2}{3} \cdot L \cdot \frac{L}{2} - \frac{M \cdot L}{2} \cdot \frac{L}{3} = 0 \quad (25-6)$$

$$\frac{q \cdot L^4}{24} - \frac{M \cdot L^2}{6} = 0 \quad (26-6)$$

$$\frac{q \cdot L^2}{4} = M \quad (27-6)$$

$$L = 2 \cdot \sqrt{\frac{M}{q}} \quad (28-6)$$

ويفضّل ألا تقلّ المسافة L عن ثلث ارتفاع جدار الخزان.



الشكل (6-25) حساب طول القاعدة لجدار خزان موثوق

إذا زادت سماكة الأرضية عن 0,5m يُعدّ العزم الأصلي M مساوياً لعزم الوثاقاة مضافاً إليه العزم الناتج عن نقل القوة V إلى مركز قاعدة الخزان وثم بعد ذلك نحقق

$$\text{شرط المقاومة: } M' = M + V \cdot \frac{t}{2} \quad (6-29)$$

t : سماكة قاعدة الخزان.

V : قوة القص المطبقة عند الوثاقاة والناتجة عن دراسة جدار الخزان.

M : عزم الوثاقاة الناتج عن دراسة جدار الخزان.

M' : عزم الانعطاف المطبق على قاعدة الخزان.

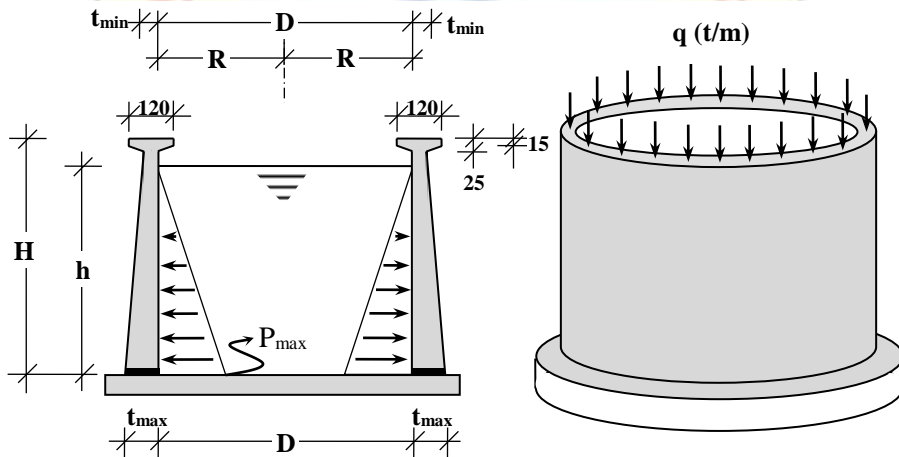
الجزء الثاني من القاعدة في حال تنفيذ فاصل يخضع لقوة الشد V وتتعدم هذه القوة بفعل قوى الاحتكاك بين الأرضية والتربة أسفل القاعدة وبالتالي يكفي اعتماد سماكة أصغر للقاعدة لا تقل عن 20cm مع وضع تسليح أصغر على طبقتين وباتجاهين.

في حال عدم وجود فاصل تصمم القاعدة على تحمل قوّة الشدّ V فقط وتُعدّ بسماكة لا تقلّ عن 20cm مع وضع تسليح لا يقلّ عن القيم الأصغرية وعلى طبقتين وبتجاهين.

(1-6) مسألة تصميم خزان دائري

خزان مياه أسطوانيّ الشكل من الخرسانة المسلحة، يبلغ قطره الداخلي $D=20m$ ، ارتفاعه الكليّ من دون سماكة القاعدة يبلغ $H=6m$ ، سماكة الجدار متدرجة (20cm → 45cm)، عمق تخزين المياه $h=5,5m$ ، يخضع لحمولة خطيّة مية على محيطه $q_{DL} = 1000 \text{ kg/m}$ ، وحمولة حيّة لا تتجاوز $q_{LL} = 200 \text{ kg/m}$ ، إضافة لوزن بلاطة ظفرية، معامل مرونة الفولاذ $E_s = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ، الانفعال الناتج عن الانكماش $\varepsilon_{sh} = 2,5 \cdot 10^{-4}$ ، مواصفات المواد المستعملة $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ ، $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ ، كثافة المياه $\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ ، والمطلوب:

- 1- تصميم جدار الخزان بفرض أنه يستند على القاعدة بشكل منزلق.
- 2- تصميم جدار الخزان بفرض أنه يستند على القاعدة بشكل متمفصل، وحساب الجهود اعتماداً على الطريقة التقريبية لجمعية الإسمنت البورتلندي (طريقة الكود البريطاني).
- 3- تصميم جدار الخزان بفرض أنه موثوق مع القاعدة، وحساب الجهود اعتماداً على الطريقة التقريبية لجمعية الإسمنت البورتلندي (طريقة الكود البريطاني).
- 4- تصميم أرضية الخزان.
- 5- رسم التفاصيل الانشائية المناسبة لكل حالة من الحالات الثلاث السابقة وفق اشتراطات الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت، وملحق الكود رقم 3.



الحل:**أولاً: تصميم جدار الخزان بفرض أنه يستند على القاعدة بشكل من منزلق**

الجدار ذات استناد منزلق وأكبر قيمة للشد الحلقي التي يخضع لها عند ارتكازه على القاعدة، حيث ضغط الماء أعظمي ويأخذ الشكل المثلثي، سيُقسم الارتفاع الكلي للجدار لثلاث مجالات تمثل بشرائح حلقيه، ارتفاع كل شريحة 2m كما هو مبين بالشكل، ومن كل مجال سنُدرس شريحة مترية وتعمم عليها الشريحة التالية من ذات المجال، وطالما سماكة الجدار متدرجة ستُعتمد سماكة متدرجة للشريحة المدروسة.

$$t_{av} = \frac{45 + 40,83}{2} = 42,92 \text{ cm}$$

$$P_{max} = P_{5,5} = \gamma_w \cdot z = 1000 \cdot 5,5 = 5500 \text{ kg/m}^2 = 5,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{4,5} = \gamma_w \cdot z = 1000 \cdot 4,5 = 4500 \text{ kg/m}^2 = 4,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{av} = \frac{P_{5,5} + P_{4,5}}{2} = \frac{5500 + 4500}{2} = 5000 \text{ kg/m}^2 = 5 \text{ t/m}^2$$

$$2 \cdot T_Z = P_{av} \cdot D = P_{av} \cdot 2 \cdot R$$

$$T_Z = P_{av} \cdot R = 5000 \cdot 10 = 50000 \text{ kg/m} = 50 \text{ t/m}$$

$$t_{av} = 42,92 \text{ cm} \quad \text{1- تحقيق شرط المقاومة:}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,55 \cdot f_y = 0,55 \cdot 4000 = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

ويُحسب التسليح الحلقي لوجهي جدار الخزان بالعلاقة:

$$A_s = \frac{T_Z}{\bar{\sigma}_s} = \frac{50000}{2200} = 22,73 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{22,73}{2} = 11,37 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 6T16 / \text{m} = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\min A_s = \frac{2,5}{1000} \cdot A'_c = 0,0025 \cdot 42,92 \cdot 100 = 10,73 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 22,73 \text{ cm}^2 / \text{m} > \min A_s = 10,73 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{ok}$$

2- شرط الكتامة: حيث تُحسب الإجهادات الفعلية في الخرسانة على الشدّ، وتُقارن مع الإجهاد المسموح وفق إحدى الحالتين:

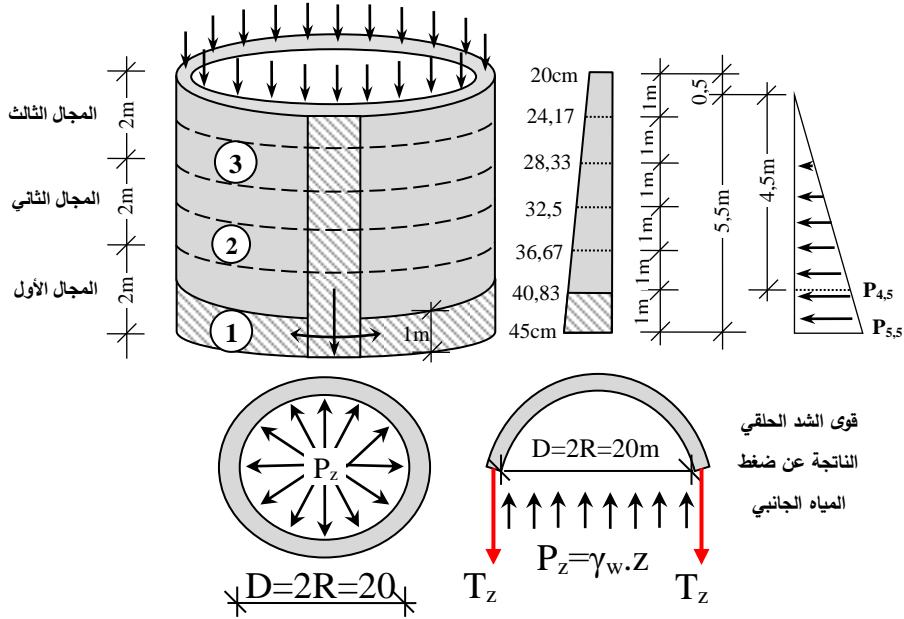
• بإهمال أثر الانكماش: تُعطى العلاقة بالشكل الآتي لحساب إجهاد الشدّ الفعلي

$$\sigma_c = \frac{T_Z}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct} \quad \text{في الخرسانة:}$$

$$\bar{\sigma}_{ct} (\text{kg/cm}^2) = 0,94 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,94 \cdot \sqrt{180} = 12,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{50000}{42,92 \cdot 100 + 10 \cdot 12,06 \cdot 2} = 11,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 11,03 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ct} = 12,61 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$



$$\sigma_c = \frac{T_z + \epsilon_{sh} \cdot E_s \cdot A_s}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct}$$

• بإدخال أثر الانكماش:

$$\bar{\sigma}_{ct} (\text{kg/cm}^2) = 1,25 \cdot \sqrt{f'_c} = 1,25 \cdot \sqrt{180} = 16,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{50000 + 0,00025 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 12,06 \cdot 2}{42,92 \cdot 100 + 10 \cdot 12,06 \cdot 2} = 13,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 13,82 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ct} = 16,77 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

التسليح المحسوب سيعم على المتر الثاني من الشريحة الثالثة.

تصميم الشريحة رقم 2:

$$P_{3,5} = 3500 \text{ kg/m}^2 = 3,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{2,5} = 1000 \cdot 2,5 = 2500 \text{ kg/m}^2 = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{av} = \frac{P_{3,5} + P_{2,5}}{2} = \frac{3500 + 2500}{2} = 3000 \text{ kg/m}^2 = 3 \text{ t/m}^2$$

$$T_z = P_{av} \cdot R = 3000 \cdot 10 = 30000 \text{ kg/m} = 30 \text{ t/m}$$

$$t_{av} = \frac{36,67 + 32,5}{2} = 34,59 \text{ cm} \quad \text{1- تحقيق شرط المقاومة:}$$

ويُحسب التسليح الحلقي لوجهي جدار الخزان بالعلاقة:

$$T_Z = P_{av} \cdot R = 3000 \cdot 10 = 30000 \text{ kg/m} = 30 \text{ t/m}$$

$$A_s = \frac{T_Z}{\sigma_s} = \frac{30000}{2200} = 13,64 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{13,64}{2} = 6,82 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 6T12 / \text{m} = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\min A_s = \frac{2,5}{1000} \cdot A'_c = 0,0025 \cdot 36,67 \cdot 100 = 9,17 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 13,64 \text{ cm}^2 / \text{m} > \min A_s = 9,17 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{ok}$$

2- شرط الكتامة:

$$\sigma_c = \frac{T_Z}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct} \quad \bullet \text{ بإهمال أثر الانكماش:}$$

$$\sigma_c = \frac{30000}{34,59 \cdot 100 + 10 \cdot 6,78 \cdot 2} = 8,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 8,34 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ct} = 12,61 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

$$\sigma_c = \frac{T_Z + \varepsilon_{sh} \cdot E_s \cdot A_s}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct} \quad \bullet \text{ بإدخال أثر الانكماش:}$$

$$\sigma_c = \frac{30000 + 0,00025 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 6,78 \cdot 2}{34,59 \cdot 100 + 10 \cdot 6,78 \cdot 2} = 10,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 10,33 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ct} = 16,77 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

تصميم الشريحة رقم 3:

$$P_{0,5} = 1000 \cdot 0,5 = 500 \text{ kg/m}^2 = 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{1,5} = 1000 \cdot 1,5 = 1500 \text{ kg/m}^2 = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{av} = \frac{P_{0,5} + P_{1,5}}{2} = \frac{500 + 1500}{2} = 1000 \text{ kg/m}^2 = 1 \text{ t/m}^2$$

$$t_{av} = \frac{28,33 + 24,17}{2} = 26,25 \text{ cm} \quad \text{1- تحقيق شرط المقاومة:}$$

ويُحسب التسليح الحلقي لوجهي جدار الخزان بالعلاقة:

$$T_Z = P_{av} \cdot R = 1000 \cdot 10 = 10000 \text{ kg/m} = 10 \text{ t/m}$$

$$A_s = \frac{T_z}{\sigma_s} = \frac{10000}{2200} = 4,54 \text{ cm}^2 / \text{m}; \quad A_{s1} = A_{s2} = \frac{4,54}{2} = 2,27 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\min A_s = \frac{2,5}{1000} \cdot A'_c = 0,0025 \cdot 26,25 \cdot 100 = 6,56 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 4,54 \text{ cm}^2 / \text{m} < \min A_s = 6,56 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

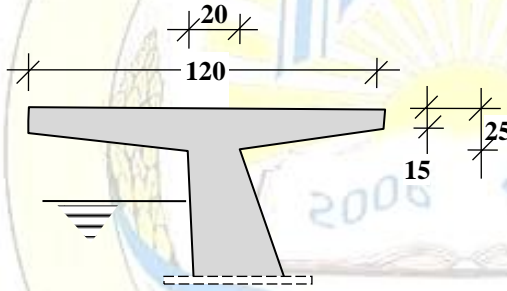
$$\Rightarrow A_s = \min A_s = 6,56 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{6,56}{2} = 3,28 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 7T8 / \text{m} = 3,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

2- تحقيق شرط الكتامة: من أجل الإجهادات الفعلية ذات القيمة الأكبر في الشريحة رقم 1 كان محققاً، لذلك لا داعي لتحقيقه في هذه الشريحة لأنه حكماً محقق.

تصميم الشريحة الرأسية:

تُدرس شريحة مترية على كامل طول الجدار وتخضع لحمولة الوزن الذاتي إضافة للحمولة الخطية الميتة والإضافية.



$$N_{\text{tot}} = q_{DL} + q_{LL} + \sum S.W$$

وزن الذاتي للبلاطة الظرفية: تُحسب بدايةً السماكة الوسطية:

$$t_{\text{av}} = \frac{15 + 25}{2} = 20 \text{ cm}$$

وزن ذاتي للجدار: تُحسب بدايةً

$$S.W_{\text{slab}} = 0,2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 2 = 500 \text{ kg / m}$$

$$t_{\text{av}} = \frac{20 + 45}{2} = 32,5 \text{ cm} \quad \text{السماكة الوسطية:}$$

$$S.W = 0,325 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 2500 = 4875 \text{ kg / m}$$

الحمولة الناظمية الاجمالية المطبقة على متر طولي من الجدار ولكامل الارتفاع:

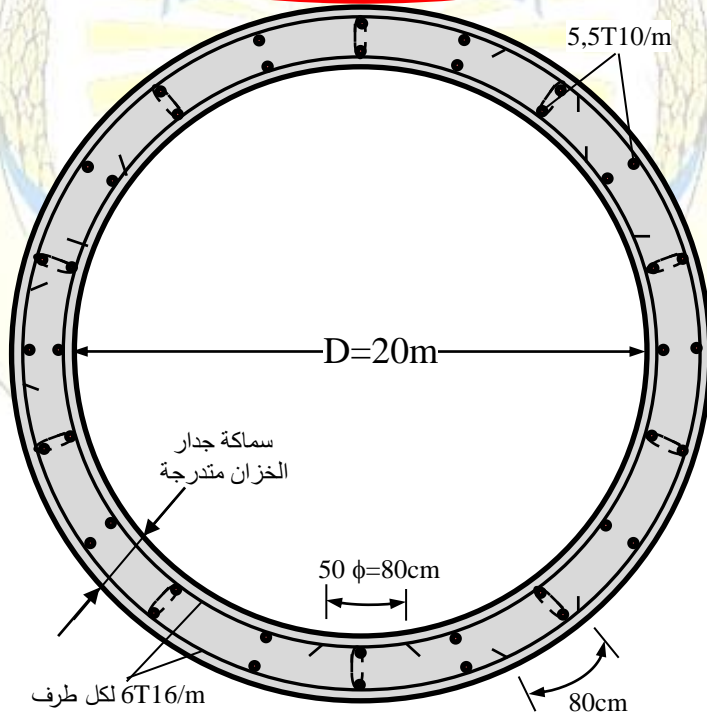
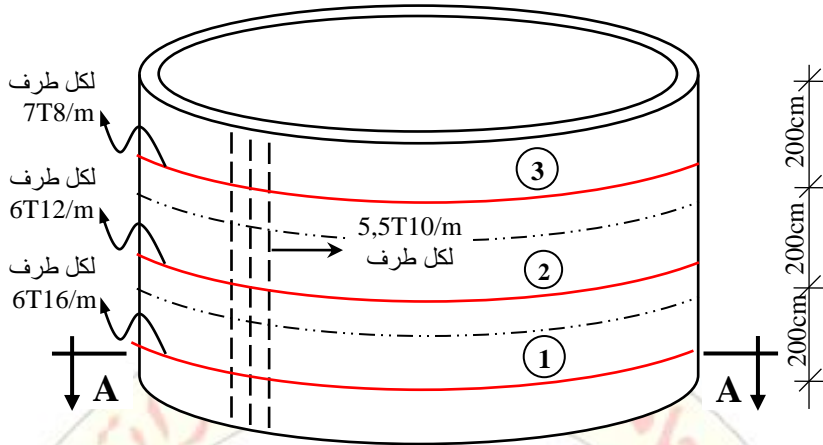
$$N = 1000 + 200 + 500 + 4875 = 6575 \text{ kg / m}$$

تعطى علاقة قدرة تحمل شريحة مترية من الجدار خاضع للضغط المركزي وفق الطريقة المرنة بالشكل:

$$N = 0,3 \cdot f'_c \cdot A'_c + 0,35 \cdot f_y \cdot A'_s$$

$$6575 = 0,3 \cdot 180 \cdot 32,5 \cdot 100 + 0,35 \cdot 4000 \cdot A'_s$$

$$\Rightarrow A'_s = -120,66$$



Sec (A-A)

ثانياً: تصميم جدار الخزان بفرض أنه يستند على القاعدة بشكل متمفصل

يعطى الكود البريطاني العلاقات الخاصة لحالة جدار خزان دائري متمفصل مع القاعدة وحر من الأعلى كما يأتي:

$$T = C_t \cdot P_{\max} \cdot R = C_t \cdot \gamma \cdot h \cdot R \quad \text{قوة الشد الحلقي}$$

$$M = C_M \cdot P_{\max} \cdot h^2 = C_M \cdot \gamma \cdot h^3 \quad \text{عزم الانعطاف}$$

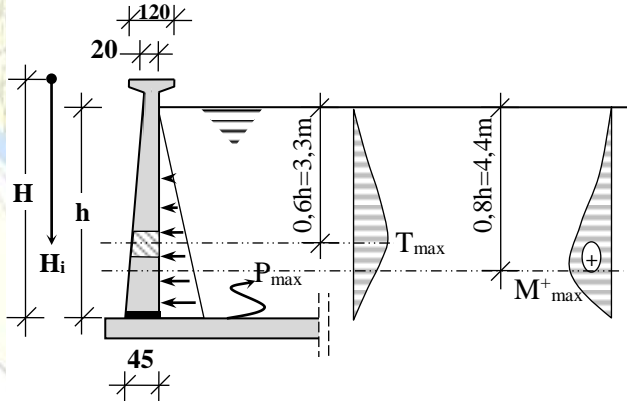
h : ارتفاع التخزين الأعظمي للسائل، وتقاس بدءاً من المنسوب الأعظمي للتخزين.
 R : نصف قطر الخزان الداخلي، γ : كثافة السائل.

$$T = C_t \cdot P_{\max} \cdot R$$

$$T = C_t \cdot 5500 \cdot 10 = 55000 \cdot C_t$$

$$M = C_M \cdot 5500 \cdot (5,5)^2 = 166375 \cdot C_M$$

وتحسب الثوابت C_t , C_M وفق النسبة $\frac{h^2}{D \cdot t^2}$ من الجدول رقم 2 والجدول رقم 7 على التوالي، ونبين فيما يأتي جزء من الجدولين فقط المتعلق بالمثال المدروس.



يُلاحظ من الجدول 2 أنَّ القيمة الأعظمية للثابتة C_t تقع على ارتفاع $0,6h$ ، وبافتراض سماكة جدار الخزان متدرجة لذا سنحسب t عند الارتفاع H_i :

$$H_i = (H - h) + 0,6 \cdot h = (6 - 5,5) + 0,6 \cdot 5,5 = 3,8\text{m}$$

بالتوسط الداخلي وعلى ارتفاع $3,8\text{m}$ تُحسب سماكة جدار الخزان:

$$H_i = 3,8\text{m} \Rightarrow t_i = 20 + \frac{25 \cdot 380}{600} = 35,83\text{cm}$$

$$\frac{h^2}{D \cdot t} = \frac{(5,5)^2}{20 \cdot 0,3583} = 4,22$$

$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_T ، الطرف السفلي مفصل									
	0,0 h	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h
3,0	+0,074	+0,179	+0,281	+0,375	+0,449	+0,506	+0,519	+0,479	+0,375	+0,210
3,97								+0,551		
4,0	+0,017	+0,137	+0,253	+0,367	+0,469	+0,545	+0,579	+0,553	+0,447	+0,256
4,22							0,587			
5,0	-0,008	+0,114	+0,235	+0,356	+0,469	+0,562	+0,617	+0,606	+0,503	+0,294
5,22				+0,353						
6,0	-0,011	+0,103	+0,223	+0,343	+0,463	+0,566	+0,639	+0,643	+0,547	+0,327

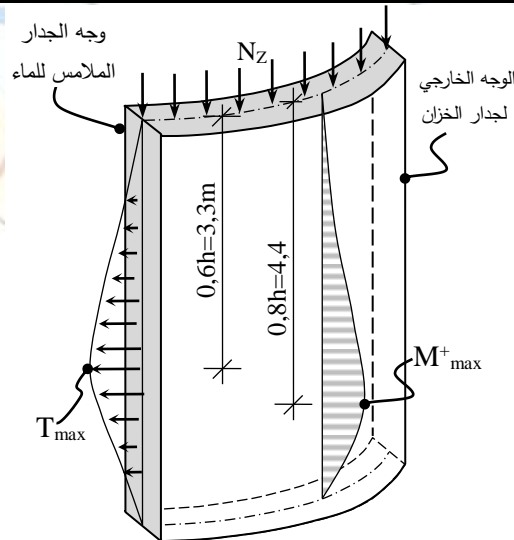
ومن الجدول رقم 7 يُلاحظ أنّ قيمة العزم الأعظمي تقع على ارتفاع 0,8h أيضاً ستُحسب سماكة الجدار الوسطية عند هذا الارتفاع:

$$H_i = (H - h) + 0,8 \cdot h = (6 - 5,5) + 0,8 \cdot 5,5 = 4,9 \text{ m}$$

بالتوسط الداخلي وعلى ارتفاع 4,9 m تُحسب سماكة جدار الخزان:

$$H_i = 4,9 \text{ m} \Rightarrow t_i = 20 + \frac{25 \cdot 490}{600} = 40,42 \text{ cm}; \quad \frac{h^2}{D \cdot t} = \frac{(5,5)^2}{20 \cdot 0,4042} = 3,74$$

$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_M ، الطرف السفلي مفصل							
	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h
3,00	+0,0004	+0,0018	+0,0040	+0,0063	+0,0092	+0,0127	+0,0152	+0,0153
3,74								0,0127
4,00	+0,0001	+0,0007	+0,0016	+0,0033	+0,0057	+0,0083	+0,0109	+0,0118



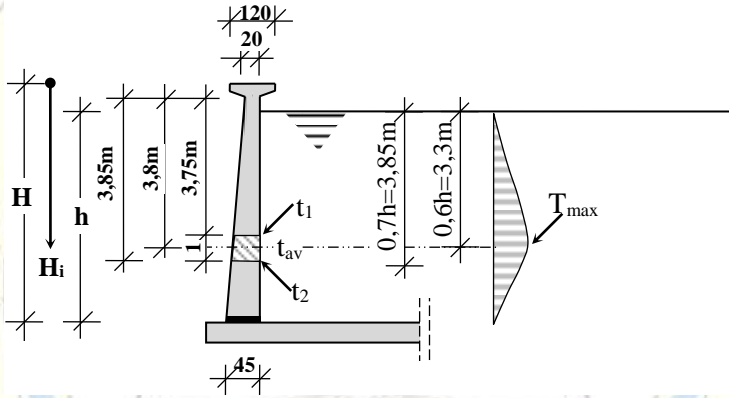
$$T_{\max} = 55000 \cdot C_t = 55000 \cdot 0,587 = 32285 \text{ kg/m} = 32,29 \text{ t/m}$$

$$M_{\max}^+ = 166375 \cdot C_M = 166375 \cdot 0,0127 = 2112,96 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

1- تصميم جدار الخزان على قوى الشدّ الحلقيّ:

سُحسب شريحتان الأولى الواقعة ضمن مجال القيمة الأعظمية للشدّ الحلقي والثانية ضمن المجال ذات القيمة الأقلّ مباشرة وفق الجدول 2، وذلك كي لا يعمم التسليح للشريحة الأخطر على كامل ارتفاع الجدار.

الشريحة رقم 1: سيفرض مركزها يقع على ارتفاع 0,6h من سطح التخزين، ولهذه الغاية لابد من حساب السماكة الوسطية للجدار من الشريحة المترية المدروسة:



$$t_i = 35,83 \text{ cm}$$

1- شرط المقاومة: ويُحسب التسليح الحلقي لوجهي جدار الخزان بالعلاقة:

$$A_s = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} = \frac{32285}{2200} = 14,68 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{14,68}{2} = 7,34 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 7T12 / \text{m} = 7,91 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\min A_s = \frac{2,5}{1000} \cdot A'_c = 0,0025 \cdot 35,83 \cdot 100 = 8,96 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 14,68 \text{ cm}^2 / \text{m} > \min A_s = 8,96 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{ok}$$

2- شرط الكتامة: حيث تُحسب الإجهادات الفعلية في الخرسانة على الشد وتُقارن مع الإجهاد المسموح وفق إحدى الحالتين:

- بإهمال أثر الانكماش: تُعطى العلاقة بالشكل الآتي لحساب إجهاد الشد الفعلي في الخرسانة.

$$\sigma_c = \frac{T_{\max}}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct}$$

$$\bar{\sigma}_{ct} (\text{kg/cm}^2) = 0,94 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,94 \cdot \sqrt{180} = 12,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{32285}{35,83 \cdot 100 + 10 \cdot 7,91 \cdot 2} = 8,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 8,63 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ct} = 12,61 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

• بإدخال أثر الانكماش:

$$\sigma_c = \frac{T_{\max} + \epsilon_{sh} \cdot E_s \cdot A_s}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct}$$

$$\bar{\sigma}_{ct} (\text{kg/cm}^2) = 1,25 \cdot \sqrt{f'_c} = 1,25 \cdot \sqrt{180} = 16,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{32285 + 0,00025 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 7,91 \cdot 2}{35,83 \cdot 100 + 10 \cdot 7,91 \cdot 2} = 10,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 10,85 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ct} = 16,77 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

أما باقي جدار الخزان، ونظراً لأن الخزان سطحي فيكفي دراسة ثلاث شرائح فقط، الشريحة الأولى على ارتفاع 0,6h كما وجدنا أعلاه، والثانية على ارتفاع 0,7h والثالثة على ارتفاع 0,3h، لكن في هذا المثال كانت قيمة التسليح في الشريح الأولى ليست كبيرة، لذلك سيُعاد حساب قوة الشد الحلقي من أجل الشريحة الثانية فقط على ارتفاع 0,7h، لأن قيمة الشد الحلقي فيها أكبر من الشريحة الثالثة والتي على ارتفاع 0,3h، وسيُحقق شرط المقاومة فقط لأن شرط الكتامة محقق من أجل قيمة الشد الحلقي الأعظمي.

$$H_i = (H - h) + 0,7 \cdot h = (6 - 5,5) + 0,7 \cdot 5,5 = 4,35 \text{ m}$$

بالتوسط الداخلي وعلى ارتفاع 4,35 m تُحسب سماكة جدار الخزان:

$$H_i = 4,35 \text{ m} \Rightarrow t_i = 20 + \frac{25 \cdot 435}{600} = 38,13 \text{ cm}$$

$$\frac{h^2}{D \cdot t^2} = \frac{(5,5)^2}{20 \cdot 0,3813} = 3,97$$

بالعودة للجدول 2 نجد:

$$C_t = 0,551 \Rightarrow T = 55000 \cdot C_t = 55000 \cdot 0,551 = 30305 \text{ kg}$$

$$t_i = 38,13 \text{ cm}$$

شرط المقاومة: ويُحسب التسليح الحلقي لوجهي جدار الخزان بالعلاقة:

$$A_s = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} = \frac{30305}{2200} = 13,78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{13,78}{2} = 6,89 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 6T12 / \text{m} = 7,91 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

ونلاحظ أن قيمة التسليح الناتج قريبة من قيمته في الشريحة الأولى لذلك سيُحسب التسليح من أجل الشريحة الثالثة وهي على ارتفاع 0,3h.

$$H_i = (H - h) + 0,3 \cdot h = (6 - 5,5) + 0,3 \cdot 5,5 = 2,15 \text{ m}$$

بالتوسط الداخلي وعلى ارتفاع 2,15 m تُحسب سماكة جدار الخزان:

$$H_i = 2,15 \text{ m} \Rightarrow t_i = 20 + \frac{25 \cdot 215}{600} = 28,96 \text{ cm}$$

$$\frac{h^2}{D \cdot t^2} = \frac{(5,5)^2}{20 \cdot 0,2896} = 5,22$$

بالعودة للجدول 2 نجد:

$$C_i = 0,353 \Rightarrow T = 55000 \cdot C_i = 55000 \cdot 0,353 = 19415 \text{ kg}$$

$$t_i = 28,96 \text{ cm}$$

شرط المقاومة: ويُحسب التسليح الحلقي لوجهي جدار الخزان بالعلاقة:

$$A_s = \frac{T_{\max}}{\sigma_s} = \frac{19415}{2200} = 8,825 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{8,83}{2} = 4,41 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 6T10 / \text{m} = 4,68 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\min A_s = \frac{2,5}{1000} \cdot A'_c = 0,0025 \cdot 28,96 \cdot 100 = 7,24 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 8,83 \text{ cm}^2 / \text{m} > \min A_s = 7,24 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{ok}$$

يعمم التسليح 6T10/m على كافة الشرائح ذات الارتفاع الأقل من 0,3h.

تصميم الشريحة الرأسية (حالة انعطاف مركب):

مقطع جدار الخزان يخضع لعزم انعطاف ناتج عن ضغط المياه ولقوة ناظرية ضاغطة ناتجة عن الأحمال الرأسية (ميتة وإضافية والأوزان الناتجة عن البلاطة الظرفية)، لا داعي لهذه الحالة تحقيق شرط الكتامة طالما عزم الانعطاف يسبب ضغط في الألياف الملامسة للماء وشد في الألياف البعيدة، وبالتالي سيُكتفى بتحقيق شرط المقاومة.

تُحسب القوة الناظرية الاجمالية من أجل شريحة مترية عند فاصلة العزم الأعظمي، والتي تقع على ارتفاع 4,9m، حيث السماكة الوسطية للجدار تتراوح بين (20→40,42cm).

• حساب الوزن الذاتي للجدار عند المنسوب 4,9m.

$$t_{av} = \frac{20 + 40,42}{2} = 30,21 \text{ cm}$$

$$S \cdot W_{wall} = 0,3021 \cdot 1 \cdot 4,9 \cdot 2500 = 3700,73 \text{ kg / m}$$

• الوزن الذاتي للبلاطة الظرفية: سبق وأن حُسبت من الطلب الأول.

$$S \cdot W_{slab} = 500 \text{ kg / m}$$

الحمولة الناظرية الاجمالية المطبقة على متر طولي من الجدار:

$$\sum N_{4,9} = q_{DL} + q_{LL} + (S \cdot W)_{slab} + (S \cdot W)_{wall}$$

$$\sum N_{4,9} = 1000 + 200 + 500 + 3700,73$$

$$\sum N_{4,9} = 5400,73 \text{ kg / m}$$

تُحسب أولاً اللامركزية لتحديد حالة المقطع إن كانت لامركزية كبيرة، أم لا مركزية صغيرة حيث:

$$M_{max}^+ = 2112,96 \text{ kg} \cdot \text{m / m} \quad ; \quad \sum N_{4,9} = 5400,73 \text{ kg / m}$$

$$e = \frac{M}{N} > \left(\frac{t}{2} - d' \right) \rightarrow \text{اللامركزية كبيرة}$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \left(\frac{t}{2} - d' \right) \rightarrow \text{اللامركزية صغيرة}$$

بفرض أن قطر السيخ المستعمل 12mm وتغطية الفولاذ 4cm فإن بعد مركز ثقل الفولاذ

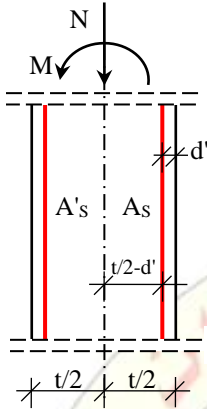
$$d' = 4 - 1,2 - \frac{1,2}{2} = 5,8 \text{ cm} \quad \text{عن الليف الخرسانى القريب:}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2112,96}{5400,73} = 0,391 \text{ m} > \left(\frac{t}{2} - d' \right) = \left(\frac{40,42}{2} - 5,8 \right) = 14,41 \text{ cm}$$

$$e = 0,391 \text{ m} > 14,41 \text{ cm} \rightarrow \text{اللامركزية كبيرة}$$

يُحسب العزم الوهمي وذلك بأخذ مجموع العزوم حول محور يمر من مركز ثقل الفولاذ المشدود:

$$m_s = M + N \cdot \left(\frac{t}{2} - d' \right)$$



$$m_s = 211296 + 5400,73 \cdot \left(\frac{40,42}{2} - 5,8 \right)$$

$$m_s = 289120,52 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{m}$$

تُحسب الإجهادات المسموحة، ومن ثم ثوابت التصميم:

$$\bar{\sigma}'_c (\text{kg} / \text{cm}^2) = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 180 = 81 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,55 \cdot f_y = 0,55 \cdot 4000 = 2200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\alpha = \frac{n}{n + \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}'_c}} = \frac{10}{10 + \frac{2200}{81}} = 0,27$$

$$\varepsilon = \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = \left(1 - \frac{0,27}{3} \right) = 0,91$$

$$\gamma = \sqrt{\frac{2}{\alpha \cdot \varepsilon \cdot \bar{\sigma}'_c}} = \sqrt{\frac{2}{0,27 \cdot 0,91 \cdot 81}} = 0,32$$

التأكد من كفاية المقطع:

$$d_y = \gamma \cdot \sqrt{\frac{m_s}{b}} = 0,32 \cdot \sqrt{\frac{289120,52}{100}} = 17,21 \text{ cm} < d = 40,42 - 5,8 = 34,62 \text{ cm}$$

والمقطع مسلح على الشد فقط.

$$\Rightarrow A_{s1} = \frac{m_s}{\varepsilon \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{289120,52}{0,91 \cdot 34,62 \cdot 2200} = 4,17 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\Rightarrow A_{s(\text{tot})} = A_{s1} - \frac{N}{\sigma_s} = 4,17 - \frac{5400,73}{2200} = 1,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

لحساب التسليح الأصغري لا بد من تحديد طريقة تصرف العنصر:

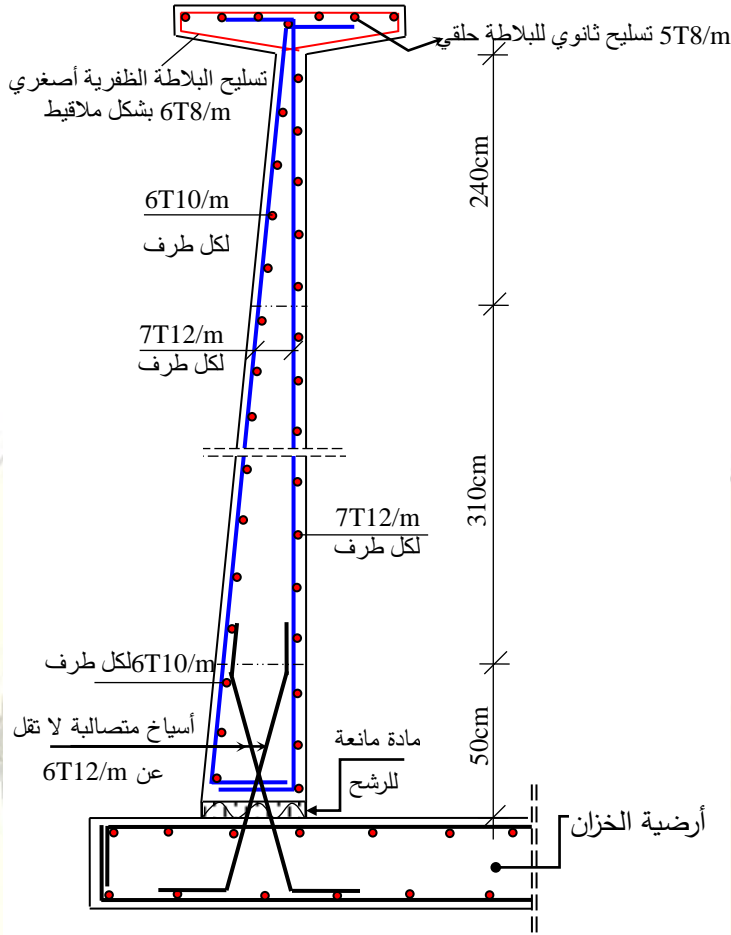
يتصرف العنصر كجائز $N \leq 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$

يتصرف العنصر كعمود $N > 0,1 \cdot f'_c \cdot A'_c$

$$5400,73 \text{ kg} \leq 0,1 \cdot 180 \cdot 100 \cdot 40,42 = 72756 \text{ kg} \dots \text{ok}$$

$$\Rightarrow \min A_s = \frac{9}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{9}{4000} \cdot 100 \cdot 34,62 = 7,79 \text{ cm}^2 / \text{m} > 1,72 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

يُعتمد التسليح الأصغري $7T12/m = 7,91 \text{ cm}^2 / \text{m}$ لطرفي الجدار.



نالمشأ: تصملم جدار الخزان بفرض أنه موثوق مع القاعدة وحر من الأعلى

يعطى الكود البريطانى العلاقات الخاصة بحساب كل من الشد الحلقى وعزم الانعطاف والجهد القاطع لحالة جدار خزان دائرى موثوق مع القاعدة وحر من الأعلى كما يأتي:

$$T = C_T \cdot P_{\max} \cdot R = C_T \cdot \gamma \cdot h \cdot R \quad \text{قوة الشد الحلقى}$$

$$M = C_M \cdot P_{\max} \cdot h^2 = C_M \cdot \gamma \cdot h^3 \quad \text{عزم الانعطاف}$$

$$V = C_a \cdot P_{\max} \cdot h = C_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{الجهد القاطع}$$

$$P_{\max} = 5500 \text{ kg/m}^2 = 5,5 \text{ t/m}^2 \quad ; \quad R = 10 \text{ m} \quad ; \quad h = 5,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T = C_T \cdot 5,5 \cdot 10 = 55 \cdot C_T$$

$$M = C_M \cdot 5,5 \cdot 5,5^2 = 166,37 \cdot C_M$$

$$V = C_a \cdot 5,5 \cdot 5,5 = 30,25 \cdot C_a$$

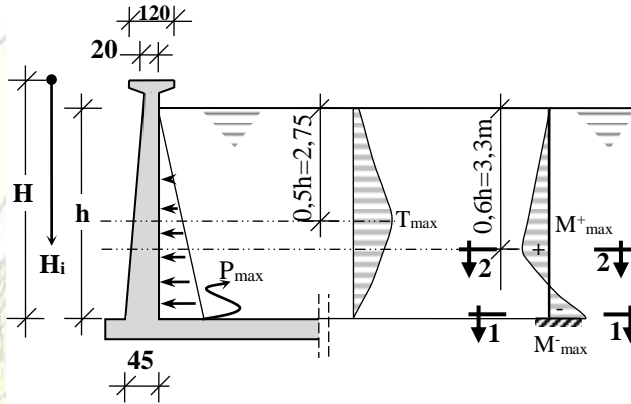
1- حساب قوة الشد الحلقي الأعظمية:

يلاحظ من الجدول 1 أن القيمة الأعظمية للثابتة C_t تقع على ارتفاع $0,5h$ ، ولأن سماكة جدار الخزان متدرجة ستُحسب t عند الارتفاع H_i :

$$H_i = (H - h) + 0,5 \cdot h = (6 - 5,5) + 0,5 \cdot 5,5 = 3,25m$$

بالتوسط الداخلي وعلى ارتفاع $3,25m$ تُحسب سماكة جدار الخزان:

$$H_i = 3,25m \Rightarrow t_i = 20 + \frac{25 \cdot 325}{600} = 33,54 \text{ cm}; \quad \frac{h^2}{D \cdot t} = \frac{(5,5)^2}{20 \cdot 0,3354} = 4,51$$



$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_T ، الطرف السفلي موثوق مع القاعدة							
	0,0 h	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h
4,00	+0,067	+0,164	+0,258	+0,339	+0,403	+0,429	+0,409	+0,334
4,51						0,453		
5,00	+0,025	+0,137	+0,245	+0,346	+0,428	+0,477	+0,469	+0,398

$$\Rightarrow T_{\max} = 55 \cdot C_T = 55 \cdot 0,453 = 24,92 \text{ t/m}$$

2- حساب قوة القص: تُحسب القيمة الأعظمية عند اتصال الجدار بالقاعدة.

$$\frac{h^2}{D \cdot t} = \frac{(5,5)^2}{20 \cdot 0,45} = 3,36 \quad \text{من الجدول رقم 12 نجد:}$$

$h^2/(D \cdot t)$	المعامل C_a حمولة مثلثية، قاعدة موثوق
3,0	0,262
3,36	0,252
4,0	0,236

$$V = C_a \cdot 5,5 \cdot 5,5 = 30,25 \cdot C_a = 30,25 \cdot 0,252 = 7,623 \text{ t/m}$$

3- حساب عزم الانعطاف الأعظمي: من الجدول رقم 3 يُلاحظ أنّ القيمة الأعظمية للعزم الموجب (شد الألياف البعيدة عن الماء) تقع على عمق $0,6h$ من منسوب الماء في الخزان (المقطع 2-2)، أما القيمة الأعظمية للعزم السالب (شد الألياف الملاصقة للماء) فهي تقع عند الوثاثة، أي على عمق h من منسوب الماء (المقطع 1-1)، وبالتالي ستُحسب سماكة الجدار وقيم الجهود عند كلا المقطعين:

• حساب العزم والقوة الناظمية والجهد القاطع في المقطع (1-1): $t_1 = 45\text{cm}$

$$\frac{h^2}{D \cdot t} = \frac{(5,5)^2}{20 \cdot 0,45} = 3,36$$

$h^2/(D \cdot t)$	العامل C_M ، الطرف السفلي موثوق									
	0,1 h	0,2 h	0,3 h	0,4 h	0,5 h	0,6 h	0,7 h	0,8 h	0,9 h	1,0 h
3,0	-0,0333	0,0024	0,0047	0,0071	0,0090	0,0097	0,0077	0,0012	-0,0119	-0,0333
3,36										-0,031
4,0	0,0003	0,0015	0,0028	0,0047	0,0066	0,0077	0,0069	0,0023	-0,0080	-0,0268
4,22						0,0073				
5,0	0,0002	0,0008	0,0016	0,0029	0,0046	0,0059	0,0059	0,0028	-0,0058	-0,0222

من الجدول وبالتوسط الداخلي نجد: $C_M = -0,031$

$$M = C_M \cdot 5,5 \cdot 5,5^2 = 166,37 \cdot C_M$$

$$M_{(1-1)}^- = -0,031 \cdot 166,37 = -5,16 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m}$$

يحسب الوزن الذاتي للجدار اعتماداً على سماكة وسطية لمقطعه عند طرفه الحر والمقطع

$$t_{av} = \frac{20 + 45}{2} = 32,5 \text{ cm} \quad \text{المدرّوس:}$$

$$S \cdot W_{wall} = 0,325 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 2500 = 4875 \text{ kg} / \text{m}$$

الوزن الذاتي للبلطة الظرفية: سبق وأن حُسبت من الطلب الأول.

$$S \cdot W_{slab} = 500 \text{ kg} / \text{m}$$

الحمولة الناظمية الاجمالية المطبقة على متر طولي من الجدار:

$$\sum N_{(1-1)} = q_{DL} + q_{LL} + (S \cdot W)_{slab} + (S \cdot W)_{wall}$$

$$\sum N_{(1-1)} = 1000 + 200 + 500 + 4875$$

$$\sum N_{(1-1)} = 6575 \text{ kg} / \text{m}$$

• حساب العزم والقوة الناظمية في المقطع (2-2):

سماكة المقطع العرضي للجدار عند المقطع (2-2).

$$t_2 = 20 + \frac{25 \cdot (3,3 + 0,5)}{6} = 35,83 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h^2}{D \cdot t} = \frac{(5,5)^2}{20 \cdot 0,3583} = 4,22$$

من الجدول وبالتوسط الداخلي نجد: $C_M = 0,0073$

$$M = C_M \cdot 5,5 \cdot 5,5^2 = 166,37 \cdot C_M$$

$$M_{(2-2)}^+ = 0,0073 \cdot 166,37 = 1,215 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$Z = 0,5 + 0,6 \cdot h = 0,5 + 0,6 \cdot 5,5 = 3,8 \text{ m}$$

يحسب الوزن الذاتي للجدار اعتماداً على سماكة وسطية لمقطعه عند طرفه الحر والمقطع المدروس وهو على عمق $Z=3,8 \text{ m}$:

$$t_2 = \frac{20 + 35,83}{2} = 27,92 \text{ cm}$$

$$S \cdot W_{\text{wall}} = 0,2792 \cdot 1 \cdot 3,8 \cdot 2500 = 2652,4 \text{ kg/m}$$

الحمولة الناظرية الاجمالية المطبقة على متر طولي من الجدار:

$$\sum N_{(2-2)} = q_{DL} + q_{LL} + (S \cdot W)_{\text{Slab}} + (S \cdot W)_{\text{wall}}$$

$$\sum N_{(2-2)} = 1000 + 200 + 500 + 2652,4$$

$$\sum N_{(2-2)} = 4352,4 \text{ kg/m}$$

تصميم مقطع الجدار لتحمل قوى الشد الحلقي:

$$T_{\text{max}} = 24,92 \text{ t/m} \quad ; \quad t = 33,54 \text{ cm}$$

• تحقيق شرط المقاومة:

يُحسب التسليح الحلقي لوجهي جدار الخزان بالعلاقة:

$$A_s = \frac{T_{\text{max}}}{\sigma_s} = \frac{24,92 \cdot 10^3}{2200} = 11,33 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{11,33}{2} = 5,67 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 5T12 / \text{m} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\min A_s = \frac{2,5}{1000} \cdot A'_c = 0,0025 \cdot 33,54 \cdot 100 = 8,39 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 11,33 \text{ cm}^2 / \text{m} > \min A_s = 8,39 \text{ cm}^2 / \text{m} \dots \text{ok}$$

• شرط الكتامة: حيث تُحسب الإجهادات الفعلية في الخرسانة على الشد، ويُقارن مع

الإجهاد المسموح وفق إحدى الحالتين:

✓ بإهمال أثر الانكماش: لحساب إجهاد الشد الفعلي في الخرسانة تُعتمد العلاقة الآتية:

$$\sigma_c = \frac{T_z}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct}$$

$$\sigma_c = \frac{24,92 \cdot 10^3}{33,54 \cdot 100 + 10 \cdot 5,67 \cdot 2} = 7,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 7,19 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ct} = 12,61 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

• بإدخال أثر الانكماش:

$$\sigma_c = \frac{T_z + \varepsilon_{sh} \cdot E_s \cdot A_s}{A_c + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{ct}$$

$$\sigma_c = \frac{24,92 \cdot 10^3 + 0,00025 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5,67 \cdot 2}{33,54 \cdot 100 + 10 \cdot 5,67 \cdot 2} = 8,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 8,9 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ct} = 16,77 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

تصميم مقطع الجدار على الانعطاف المركب:

تحقيق المقطع (1-1):

• شرط المقاومة: المقطع يخضع لحالة وجود قوة ضاغطة وعزم انعطاف، وطالما أنَّ التسليح سيكون غير متناظر سيُعتمد على طريقة العزم الوهمي في حساب التسليح اللازم.

$$t_{(1-1)} = 45 \text{ cm}$$

$$M_{(1-1)}^- = -5,16 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$\sum N_{(1-1)} = 6,58 \text{ t/m}$$

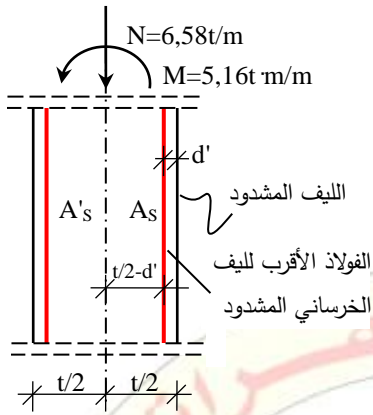
بفرض أن قطر السيخ المستعمل 14mm وتغطية الفولاذ 4cm (لأنَّ الشد في الألياف الملامسة للماء)، فإن بعد مركز ثقل الفولاذ عن الليف الخرسانى القريب:

$$d = C + \frac{\phi}{2} = 4 + \frac{1,4}{2} = 4,7 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} > \left(\frac{t}{2} - d' \right) \rightarrow \text{اللامركزية كبيرة}$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \left(\frac{t}{2} - d' \right) \rightarrow \text{اللامركزية صغيرة}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5,16}{6,58} = 0,784 \text{ m} = 78,4 \text{ cm} > \left(\frac{t}{2} - d' \right) = \left(\frac{45}{2} - 4,7 \right) = 17,8 \text{ cm}$$



$e = 78,4 \text{ cm} > 17,8 \text{ cm} \rightarrow$ اللامركزية كبيرة
القوة واقعة خارج التسليح واللامركزية كبيرة،
سُتطبق طريقة العزم الوهمي لحالة مقطع ذات
تسليح غير متناظر، وبأخذ مجموع العزوم حول
محور الفولاذ المشدود:

$$m_s = M + N \cdot \left(\frac{t}{2} - d' \right)$$

$$m_s = 5,16 \cdot 10^5 + 6,58 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{45}{2} - 4,7 \right)$$

$$m_s = 516000 + 6580 \cdot 17,8 = 633000 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{m} = 6,33 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m}$$

التأكد من كفاية المقطع:

من الطلب الثاني تم حساب ثوابت التصميم وكانت قيمة $\gamma = 0,32$

$$d_\gamma = \gamma \cdot \sqrt{\frac{m_s}{b}} = 0,32 \cdot \sqrt{\frac{633000}{100}} = 25,46 \text{ cm} < d = 45 - 4,7 = 40,3 \text{ cm}$$

والمقطع مسلح على الشد فقط.

$$\Rightarrow A_{s1} = \frac{m_s}{\varepsilon \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{633000}{0,91 \cdot 40,3 \cdot 2200} = 7,85 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\Rightarrow A_{s(\text{tot})} = A_{s1} - \frac{N}{\sigma_s} = 7,85 - \frac{6580}{2200} = 4,86 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

لحساب مساحة التسليح الدنيا لابد من تحديد طريقة تصرف العنصر:

$$6580 \text{ kg} \leq 0,1 \cdot 180 \cdot 100 \cdot 45 = 81000 \text{ kg} \dots \text{ok يتصرف العنصر كجائز}$$

$$\Rightarrow \min A_s = \frac{9}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{9}{4000} \cdot 100 \cdot 40,3 = 9,07 \text{ cm}^2 / \text{m} > 4,86 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

تُعمد مساحة التسليح الدنيا $6T14/m = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{m}$

• شرط الكتامة بإهمال أثر الانكماش:

سُحسب الإجهادات الفعلية في الخرسانة على الشد وتُقارن مع الإجهاد المسموح:

$$\bar{\sigma}_{ct} = 1,8 \cdot \sqrt{f'_c} = 1,8 \cdot \sqrt{180} = 24,15 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \bar{\sigma}_{ct}}} \leq t_{(l-1)} = 45 \text{ cm}$$

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5,16 \cdot 10^5}{100 \cdot 24,15}} = 35,80 \text{ cm} \leq t_{(1-1)} = 45 \text{ cm} \quad \dots \quad \text{ok}$$

تحقيق المقطع (2-2): يخضع للجهود الآتية:

$$t_{(2-2)} = 35,83 \text{ cm}$$

$$M_{(2-2)}^+ = 1,215 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$\sum N_{(2-2)} = 4352,4 \text{ kg/m}$$

بفرض أن قطر السيخ المستعمل 12mm، الليف المشدود يقع في الطرف البعيد عن الماء لذلك ستؤخذ تغطية الفولاذ 2,5cm:

$$d' = C + \frac{\varphi}{2} = 2,5 + \frac{1,2}{2} = 3,1 \text{ cm}$$

$$d = 35,83 - 3,1 = 32,73 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,215}{4,35} = 0,279 \text{ m} = 27,9 \text{ cm} > \left(\frac{t}{2} - d'\right) = \left(\frac{35,83}{2} - 3,1\right) = 14,82 \text{ cm}$$

$$e = 27,9 \text{ cm} > 14,82 \text{ cm} \rightarrow \text{اللامركزية كبيرة}$$

$$m_s = 121500 + 4352,4 \cdot 14,82 = 186003 \text{ kg} \cdot \text{cm/m} = 1,86 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

من الواضح أن التسليح سيكون أصغري.

$$4352,4 \text{ kg} \leq 0,1 \cdot 180 \cdot 100 \cdot 35,83 = 64494 \text{ kg} \dots \text{ok}$$

$$\Rightarrow \min A_s = \frac{9}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{9}{4000} \cdot 100 \cdot 31,23 = 7,03 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$9T10/m = 7,02 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ أو } 6,5T12/m = 7,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

لا داعي لتحقيق شرط الكتامة لأن الألياف المشدودة تقع في الطرف البعيد عن الماء.

تصميم أرضية الخزان لحالة جدار الخزان موثوق مع القاعدة:

تخضع أرضية الخزان في هذه الحالة عند المقطع (1-1) لعزم انعطاف

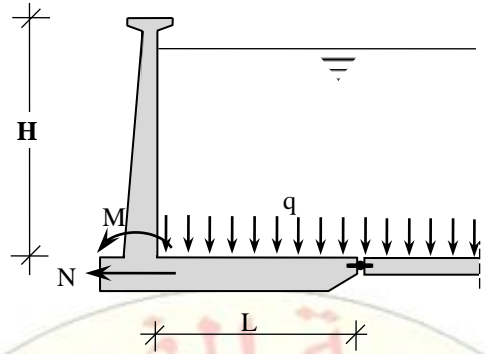
$$M_{(1-1)}^- = -5,16 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$V = 7,623 \text{ t/m}$$

وحمولة رأسية تمثل وزن الماء ووزن ذاتي لأرضية الخزان يُحسب كالتالي:

$$q = q_w + W_{\text{ground}}$$

$$q_w = \gamma_w \cdot h = 1000 \cdot 5,5 = 5500 \text{ Kg/m}^2 = 5,5 \text{ t/m}^2$$



يُحسب الوزن الذاتي بفرض سماكة الأرضية أكبر من سماكة الجدار عند اتصاله بالقاعدة بمقدار 5cm لتكون قيمة الوزن الذاتي للأرضية:

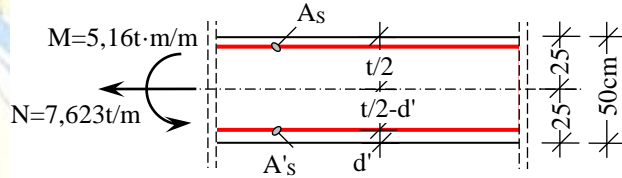
$$W_{\text{Ground}} = 0,5 \cdot 2500 = 1250 \text{ kg/m}^2 = 1,25 \text{ t/m}^2$$

$$q = 5,5 + 1,25 = 6,75 \text{ t/m}^2$$

طول أرضية الخزان فيعطى بالعلاقة الآتية اعتماداً على الحمولة الرأسية وعزم الانعطاف:

$$L = 2 \cdot \sqrt{\frac{M}{q}} \leq \frac{H}{3}$$

$$L = 2 \cdot \sqrt{\frac{5,16}{6,75}} = 1,75 \text{ m} \leq \frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2 \text{ m} \quad \dots \text{ok}$$



بفرض أن قطر السليخ المستعمل 14mm وتغطية الفولاذ 5cm، فتكون قيمة بعد مركز يقل التسليح عن الليف الخرسانى القريب:

$$\dot{d} = C + \frac{\phi}{2} = 5 + \frac{14}{2} = 5,7 \text{ cm}$$

$$d = 50 - 5,7 = 44,3 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5,16}{7,623} = 0,68 \text{ m} = 68 \text{ cm} > \left(\frac{t}{2} - d'\right) = \left(\frac{50}{2} - 5,7\right) = 19,3 \text{ cm}$$

$$e = 68 \text{ cm} > 19,3 \text{ cm} \rightarrow \text{اللامركزية كبيرة}$$

$$m_s = 5,16 \cdot 10^5 - 7623 \cdot 19,3 = 368876,1 \text{ kg} \cdot \text{cm/m} = 3,69 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$d_{\gamma} = \gamma \cdot \sqrt{\frac{m_s}{b}} = 0,32 \cdot \sqrt{\frac{3,69 \cdot 10^5}{100}} = 19,44 \text{ cm} < d = 44,3 \text{ cm}$$

والمقطع مسلح على الشد فقط.

$$\Rightarrow A_{sI} = \frac{m_s}{\varepsilon \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,69 \cdot 10^5}{0,91 \cdot 44,3 \cdot 2200} = 4,16 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\Rightarrow A_{s(\text{tot})} = A_{sI} + \frac{N}{\sigma_s} = 4,16 + \frac{7623}{2200} = 7,63 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

تُعمد مساحة التسليح الدنيا كما في البلاطات والأساسات:

$$\Rightarrow \min A_s = \frac{1,5}{1000} \cdot b \cdot H = \frac{1,5}{1000} \cdot 100 \cdot 50 = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 7,63 \text{ cm}^2 / \text{m} > \min A_s = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{بالمقارنة نجد أن:}$$

$$.7T12/\text{m} = 7,91 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

نظراً لأنّ الليف المشدود ملائم للماء فلا بد من تحقيق شرط الكتامة أيضاً، والبدائية تكون بحساب الإجهادات المسموحة:

المقطع يخضع لحالة شد لا مركزي (لامركزية كبيرة)، وبإهمال أثر الانكماش والتقلص:

$$\bar{\sigma}_{ct} (\text{kg/cm}^2) = 1,35 \cdot \sqrt{f'_c} = 1,35 \cdot \sqrt{180} = 18,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_c = 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 180 = 81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A_e} \pm \frac{M}{I_e} \cdot y$$

$$A_e = A_c + n \cdot A_s = 50 \cdot 100 + 10 \cdot 7,91 = 5079,10 \text{ cm}^2$$

$$I_e = \frac{b \cdot t^3}{12} + n \cdot A_s \cdot \left(\frac{t}{2} - d' \right)^2$$

$$I_e = \frac{100 \cdot 50^3}{12} + 10 \cdot 7,91 \cdot \left(\frac{50}{2} - 5,7 \right)^2 = 1071130,63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{7623}{5079,10} \pm \frac{5,16 \cdot 10^5}{1071130,63} \cdot 25$$

$$\sigma_{1,2} = 1,50 \pm 12,04$$

$$\text{شد } \sigma_{ct} = 1,50 + 12,04 = 13,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{ct} = 18,11 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots \text{ok}$$

القوة الناظرية شادة لذلك اعتمدت الإشارة الموجبة للدلالة على إجهاد الشد.

$$\sigma'_c = 1,50 - 12,04 = -10,54 \text{ kg/cm}^2 \text{ ضغط}$$

$$\sigma'_c = |-10,54| \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_c = 81 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

كما أنّ الجزء الثاني من القاعدة في حال تنفيذ فاصل كما هو موضح بالشكل، يخضع لقوة الشد V وتتعدم هذه القوة بفعل قوى الاحتكاك بين الأرضية والتربة أسفل القاعدة، وبالتالي يكفي اعتماد سماكة دنيا للقاعدة لا تقل عن 20cm مع وضع تسليح أصغري على طبقتين وبتجاهين لا يقل عن:

$$\min A_s = 7,5 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow 6,5T12 / \text{m} = 7,35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

ملاحظة: عند رسم تفاصيل التسليح من الممكن عدم مد الأسياخ اللازمة لمقاومة العزم السالب الذي يشد الألياف الملامسة للماء عند المقطع (1-1) والاكتفاء بإيقافها بعد فاصلة انعدام العزم بمسافة لا تقل عن طول التثبيت l_b ، حيث يغير العزم إشارته لتكون بذلك الألياف البعيدة عن الماء هي الألياف المشدودة، ولتحديد فاصلة انعدام العزم يمكن الرجوع للجدول رقم (3-6) حيث يُلاحظ أنّ تغيير إشارة العزم تقع على عمق يتراوح $0,8h \rightarrow 0,9h$ من الممكن اعتماد قيمة وسطية $0,85h$ وتُحسب بذلك الفاصلة كالاتي:

$$X = h - 0,85h = 0,15h = 0,15 \cdot 5,5 = 0,825 \text{ m} \rightarrow 85 \text{ cm}$$

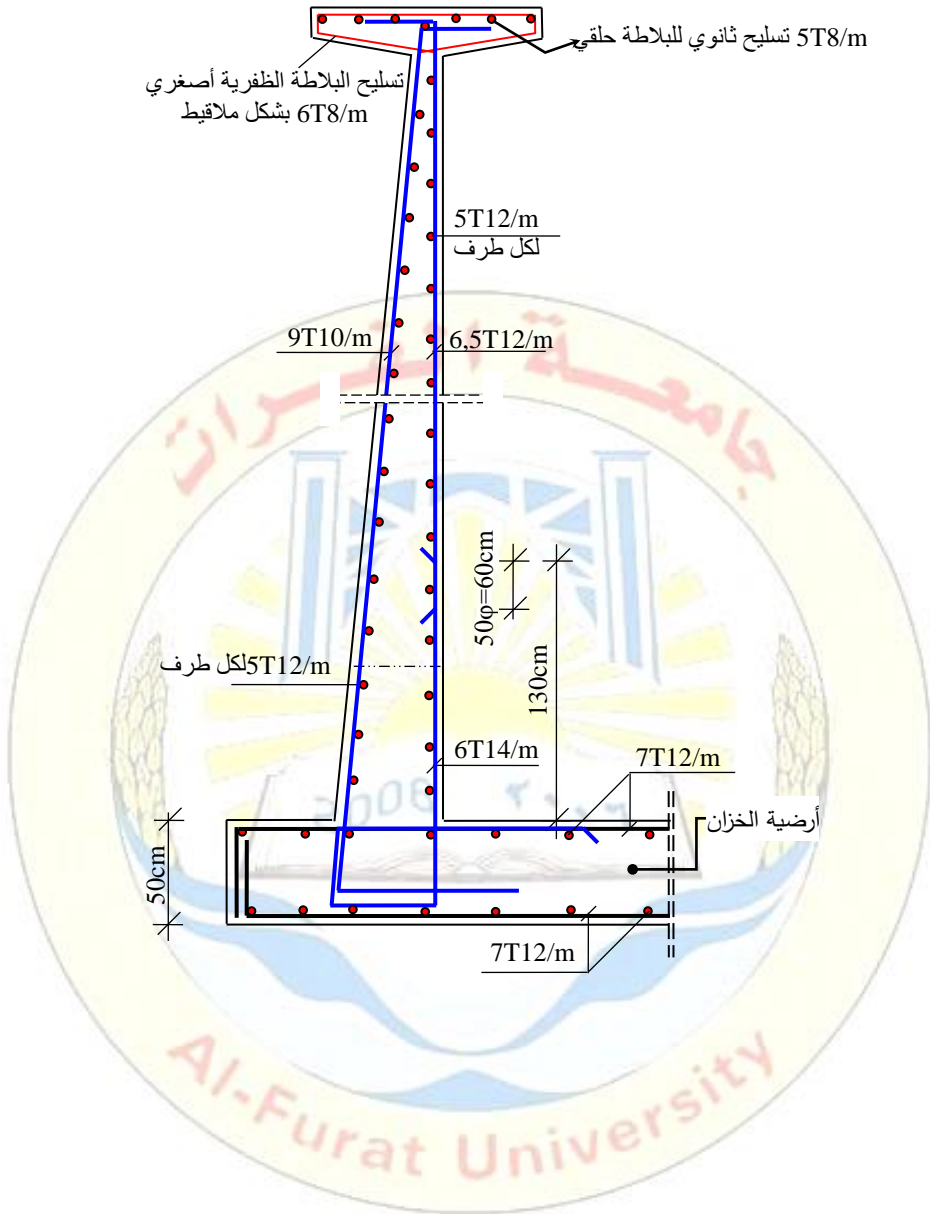
$$l_b = \max \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0,05 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \cdot \varphi^2 = 0,05 \cdot \frac{4000}{\sqrt{180}} \cdot 1,4^2 = 29,22 \text{ cm} \\ 0,0075 \cdot \varphi \cdot f_y = 0,0075 \cdot 1,4 \cdot 4000 = 42 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_b \geq 42 \text{ cm} \rightarrow l_b = 45 \text{ cm}$$

وبالتالي تساوي مسافة مد التسليح بدءاً من منطقة اتصال الجدار بالأرضية:

$$l' = 85 + 45 = 130 \text{ cm}$$

وفي حال كان التسليح عند المقطع (1-1) كما في هذا المثال بقيمة قريبة من الأصغرية، فمن الممكن مده على كامل ارتفاع الجدار وعدم إيقافه بعد نقطة انعدام العزم.



الفصل السابع

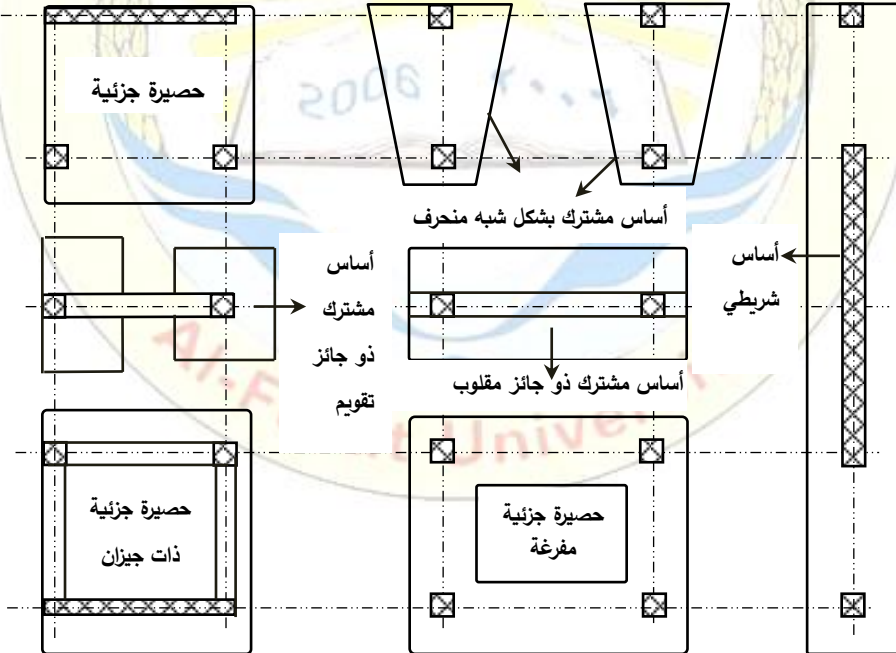
تصميم الحوائط الصلبة

1-7 تعريف:

هي أحد أنواع الأساسات السطحية وتدعى بالحصيرة الجزئية إذا شغلت جزء من مساحة المبنى وتدعى بالحصيرة العامة عند امتدادها على كامل مساحة المبنى، وفي هذه الحالة تنتقل عبرها حمولات كافة العناصر الإنشائية من جدران حاملة وأعمدة إلى تربة التأسيس.

2-7 دواعي استعمال الحوائط:

تستعمل الحصيرة الجزئية عند تداخل أساسات أكثر من جدار حمال أو عند تداخل أساسات أكثر من عمود ليست على استقامة واحدة.



أما الحصيرة العامة فتستعمل في الحالات الآتية:

1- في حال شغلت الأساسات المنعزلة والشريطية والمشاركة مساحة أكثر من ثلثي مساحة المبنى فإنَّ تحويل هذه الأساسات الجزئية لخصيرة عامة يُخفِّض من قيمة الإجهادات المطبقة على التربة ويزيد من قدرة تحملها.

2- إذا كانت تربة الموقع غير متجانسة على كامل مساحة المبنى، أو عندما يحتوي المقطع الرأسي للتربة على كتل صخرية أو طرية جداً، أو عندما تحتوي الطبقات الكلسية للتربة على فراغات جزئية لا يمكن تتبُّع توضعها بشكل دقيق، أو عند إمكانية تشكُّل الفراغات بسبب ذوبان بعض الأملاح الموجودة في التربة، حينئذٍ يكون استعمال الخصيرة العامة لهذه الحالة هو الأنسب لأنها تعمل كجسر ممتد فوق الفجوات الصغيرة.

3- تخفَّف الخصيرة في الوقت نفسه، من أثر الهبوطات النسبية الناتجة عن عدم تجانس التربة، وحتى تكون الخصيرة أمينة يجب أن يكون الهبوط الإجمالي والهبوط التفاضلي بين نقاطها مقبولين.

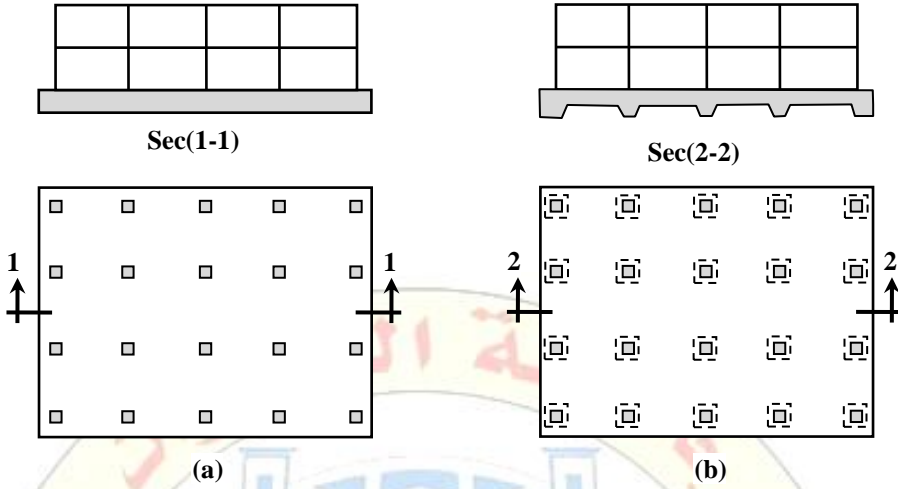
4- عند وجود مياه جوفية أو سطحية منسوبها أعلى من منسوب أرضية قبو المبنى، ويكون دورها في هذه الحالة تأمين الكتامة التامة.

5- في كثير من المنشآت التي يفرض شكلها أن تكون الخصيرة هي الحل الطبيعي لأساساتها مثل صوامع الحبوب وخزانات المياه ذات الجدار الأسطوانية الحامل والمدخن. بالرغم من الميزات المتعددة للحصائر إلا أنَّ تكاليف إنشائها تفوق تكاليف إنشاء الأساسات العادية، بالتالي يتوجب على المهندس الإنشائي قبل اعتماد الخصيرة كحل إنشائي للأساسات، التأكد من عدم صلاحية استعمال الأنواع الأخرى من الأساسات السطحية وعدم استعمال الخصيرة إلا إذا دعت الحاجة لذلك.

3-7 أشكال الحصائر:

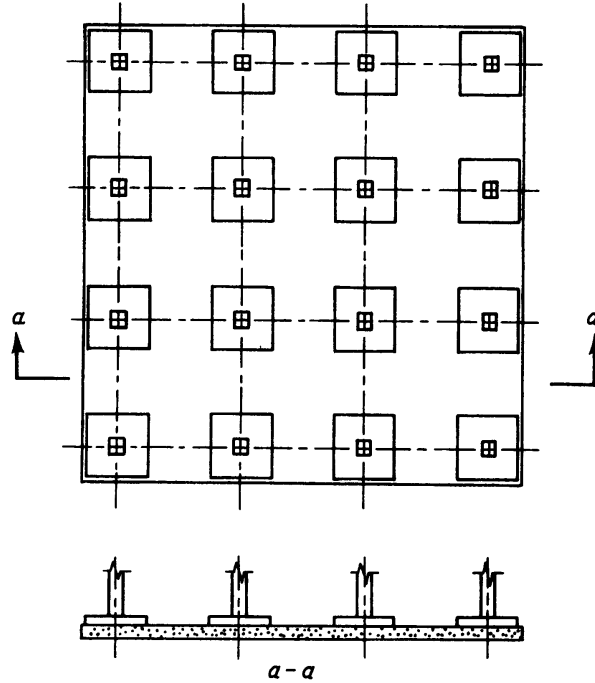
1- بلاطة مسطحة ذات سمك ثابت: تستعمل في حالة المنشآت ذات شبكة من الأعمدة بتباعدات منتظمة ومتقاربة في المسافات والحمولات، الشكل (a-1-7).

2- بلاطات فطرية تم تسمكها تحت الأعمدة: بلاطة مسطحة مع زيادة سماكتها للأسفل أو للأعلى في المواقع المجاورة للأعمدة، الشكل (b-1-7)، وتستعمل إذا كانت حمولات الأعمدة كبيرة، وتتمَّ زيادة سماكتها عند الأعمدة لمقاومة القصِّ والثقب وعزوم الانعطاف.

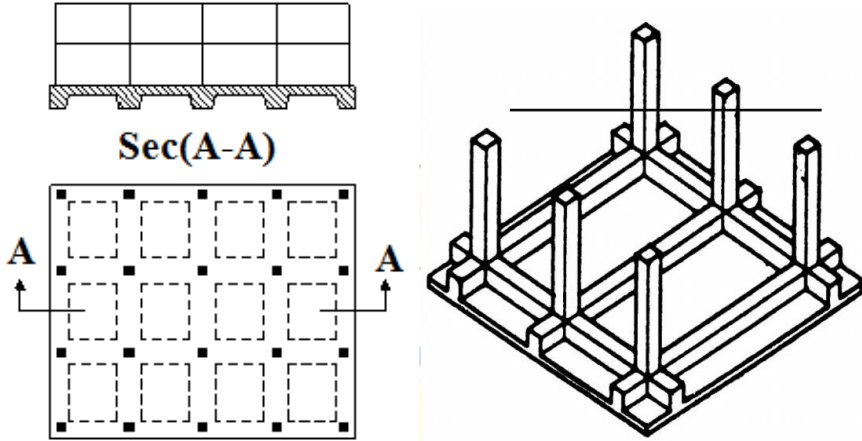


الشكل (1-7) حصيرة ذات بلاطة مسطحة وحصيرة تعمل كبلاطات فطرية

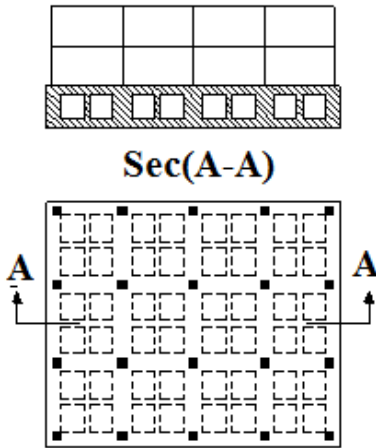
3- بلاطة مسطحة مع تنفيذ قواعد للأعمدة في أعلى البلاطة: تستعمل إذا كانت حمولات الأعمدة كبيرة وتتم زيادة سماكتها عند الأعمدة لمقاومة القص والثقب وعزوم الانعطاف.



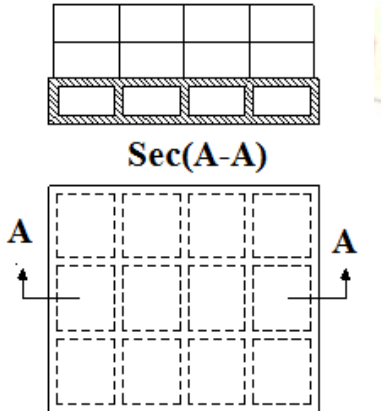
4- بلاطة باتجاهين تستند على جيزان أعلى أو أسفل البلاطة: ينصح بهذا الحل عندما تكون التباعدات بين الأعمدة غير منتظمة وتتعرض لحمولات غير متقاربة.



5- بلاطة مفرغة تعمل كمنشأة صندوقية تستعمل في حالة وجود عزوم انعطاف كبيرة وتكون ذات صلابة كبيرة.

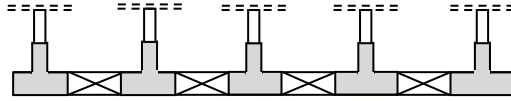


6- حصيرة بشكل أساس صندوقي: بلاطة صلبة فراغياً، والعناصر الإنشائية فيها مؤلفة من بلاطة سفلية وجدران رأسية باتجاه واحد أو باتجاهين، وبلاطة علوية، ويكون اتصال جميع العناصر اتصالاً صلباً، يستعمل هذا النوع من الحصائر في حالة الحمولات الكبيرة وللتخفيف من وزن الأساس والردم فوقه.

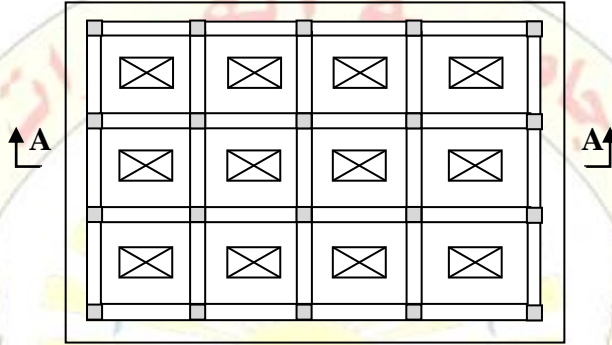


7- الحصيرة المفرغة من بلاطاتها: هي نوع خاص من الحصائر يستعمل إذا كان ضغط التلامس بين الحصيرة العامة وتربة التأسيس يقل كثيراً عن الإجهاد المسموح به، ولا توجد مياه جوفية فوق منسوب أرضية القبو، فيمكن عندئذٍ تفريغ أجزاء من الحصيرة العامة (الواقعة في

منطقة تقاطع الشرائح الوسطية بالاتجاهين)، وبذلك يمكن توفير كميات من الخرسانة المسلحة، وتصبح الحصيرة في هذه الحالة عبارة عن شبكة من الأساسات الشريطية في الاتجاهين وتكون بلاطاتها ظرفية تستند على جيزان بارزة.



Sec(A-A)



عند إنشاء حصيرة على تربة ذات قابلية للانضغاط بشكل كبير، أي أنّ الهبوط هو المسيطر، فإنّ الضغط المؤثر على الهبوط هو الضغط الفعّال σ_{eff} والذي تعطى قيمته وفق المعادلة الآتية:

$$\sigma_{eff} = \sigma_{DL} + \sigma_{LL} - q \quad ; \quad q = \gamma_{Soil} \cdot D_f \quad (1-7)$$

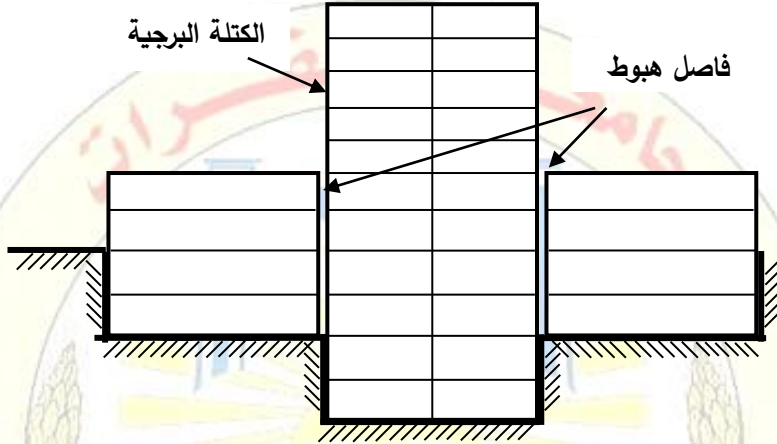
تمثّل q الإجهادات الناتجة عن التربة المزاحة اعتباراً من منسوب التأسيس وحتى منسوب الأرض الطبيعية ويمكن أن ينعدم الضغط الفعّال المؤثر على التربة عندما تتساوى حمولة البناء الدائمة والإضافية مع وزن التربة المزاحة أي:

$$\sigma_{eff} = 0 \Rightarrow \sigma_{DL} + \sigma_{LL} = \gamma_{Soil} \cdot D_f \quad (2-7)$$

كما يشترط تطابق مركز ثقل التربة المزاحة مع مركز ثقل البناء كي ينتج توزيع منتظم للإجهادات ويكون الهبوط في هذه المرحلة مهملاً.

يُلاحظ من المعادلة الأخيرة أنّه كلّما زاد عمق التأسيس كلّما انخفضت قيمة الإجهادات الفعّالة المنقولة للتربة، فإذا تعدّر تخفيض قيمة الضغط على التربة بزيادة مساحة الحصيرة يكون الحلّ الوحيد هو زيادة منسوب التأسيس للحصيرة ويمكن من الناحية

الإنشائية الاستفادة من هذا التخفيض بزيادة عدد الأقبية أو ارتفاع القبو، إذ من غير المنطقي زيادة أبعاد الحصيرة بأكثر من 1m على جوانب البناء. أيضاً يمكن الاستفادة من الفكرة السابقة عند إنشاء مبنى برجّي على تربة ذات قابلية كبيرة للانضغاط وممتدة على عمق كبير تحت الأساسات، فيمكن بهذه الحالة اللجوء إلى التأسيس على منسوبين كما هو مبين بالشكل (2-7).



الشكل (2-7) التأسيس على منسوبين

وتكون الغاية من زيادة منسوب التأسيس للجزء البرجيّ هو تخفيض الإجهادات الفعّالة المطبّقة على التربة، وبالتالي تخفيض قيمة الهبوط المتوقع، أما الكتل المجاورة فظالما أنّ الضغط الفعّال الناتج عنها أقلّ فلا مانع من رفع منسوب التأسيس، إلّا أنّ اختلاف وزن الكتلة البرجيّة عن الكتل المنخفضة وكذلك اختلاف منسوب التأسيس يستوجب وضع فاصل هبوط لاختلاف الهبوطات الناتجة عن الكتلتين.

4-7 الاشتراطات البعدية للحصيرة وفق الملحق رقم 5/ للكود العربي السوري:

- 1- لتأمين صلابة مناسبة للحصيرة يشترط الكود العربي السوري ما يلي:
 - 1- في الجزء البارز (الظفر) من بلاطة الحصيرة يجب ألا تقل سماكتها عن نصف طول البروز مقاساً من وجه العمود أو الجائز.
 - 2- يجب ألا تزيد نسبة المجاز إلى سمك بلاطة الحصيرة المستندة على كامل محيطها عن 8 بالنسبة للبلاطات ذات الاتجاه الوحيد، وعن 10 للبلاطات ذات الاتجاهين، وألاً يقلّ في جميع الأحوال عن 40cm.

- 3- في الحصيرة ذات الجيزان البارزة، يجب ألا يقل ارتفاع الجائز عن طول الظفر مقاساً من وجه العمود.
- 4- يجب ألا تزيد نسبة المجاز إلى ارتفاع الجيزان البارزة الحاملة لبلاطة الحصيرة عن 5 للجيزان المستمرة وعن 4 للجيزان البسيطة (أي جيزان عميقة على القص).
- 5- يجب أن يغلف الجائز البارز العمود المتصل به من كل جهة بمسافة لا تقل عن 10cm.
- 6- يجب ألا تقل سماكة خرسانة النظافة أسفل بلاطة الحصيرة عن 15cm.

5-7 اشتراطات اختيار التسليح وفق الملحق رقم 5/ للكود العربي السوري:

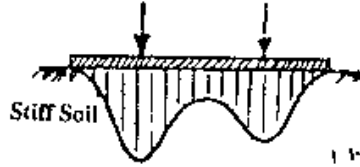
- 1- يجب ألا يقل أصغر قطر سيخ مستعمل في الحصيرة عن 12mm.
- 2- يجب ألا تزيد المسافة بين سيخين متجاورين عن 20cm بالاتجاهين.
- 3- يجب أن تسلك بلاطة الحصيرة بشبكة تسليح علوية وسفلية وبالاتجاهين.
- 4- يجب ألا تقل مساحة التسليح الدنيا في بلاطة الحصيرة عن مساحة التسليح الدنيا في البلاطات المليئة حسب نوع الفولاذ المستعمل وألا تزيد عن المساحة العظمى (المحددة بنصف التوازنية لمقطع مسلح على الشد فقط).
- 5- يجب ألا تقل مساحة التسليح المستعمل في جيزان الحصيرة عن مساحة التسليح الدنيا في جيزان الأسقف وألا تزيد عن القيمة العظمى حسب حالة المقطع (مسلح على الشد أو على الشد والضغط).

6-7 توزع الإجهادات أسفل الحوائط:

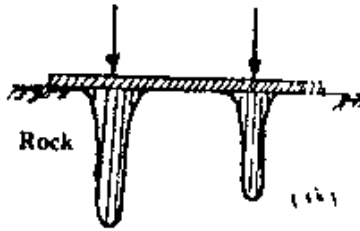
- 1- حالة تربة ذات قدرة تحمل ضعيفة: إن قابلية هذا النوع من التربة على الانضغاط كبيرة وبالتالي تُعد الحصيرة صلبة مقارنة مع التربة، بالتالي يكون توزع الإجهادات خطياً منتظماً أو خطياً غير منتظم ويمكن اعتماد الطريقة الصلبة في تصميم الحصيرة.



2- حالة تربة ذات قدرة تحمل جيّدة (مرصوصة): يكون توزّع الإجهادات غير خطّي وتزداد شدته تحت الأعمدة، ويمكن استعمال الطريقة الصلبة في التصميم إلا أنّ استعمال التصميم وفق نظرية المرونة هو أكثر فعالية في مثل هذه الحالة.



3- التربة غير قابلة للانضغاط (تربة صخرية): يكون توزّع الإجهادات محصوراً في مناطق الأعمدة، بالتالي تُعدّ الحصيصة مرنة مقارنة مع التربة، ولا بد من تصميمها وفق نظرية المرونة.



- في الواقع يوجد اختلاف بين إجهادات التربة المحسوبة والفعلية لأسباب عدة أهمها:
- إنّ افتراض التوزّع المنتظم للإجهادات تحت الحصيصة هو افتراض لا يطابق الواقع وغير دقيق باعتبار توزّع الإجهادات يتعلّق بنوعية التربة متماسكة أو مفكّكة.
 - حتى في حالة وجود طبقات قابلة للانضغاط أسفل الحصيصة فإنّ الهبوط لن يكون منتظماً بسبب تمركز الإجهادات في مركز الحصيصة، بالتالي فإنّ الهبوط يأخذ شكل الطبّق المقعّر.
 - إنّ وجود بعض الجيوب الضعيفة أو الصلبة أو التكهفات يسبب تبايناً في قيم الإجهادات وبالتالي هبوطات غير منتظمة.

7-7 طرائق تصميم الحوائط الصلبة:

1-7-7 الطريقة الصلبة Rigid Method:

تعتمد الطريقة الصلبة على الفرضيات الآتية:

- 1- إنّ الحصيصة صلبة بشكل لا متناهٍ بالمقارنة مع تربة التأسيس، بالتالي فإنّ تشوّهات الانحناء (الانعطاف) للحصيصة لا تغير من قيمة الإجهادات الناتجة على التربة.

2- تُعدّ الحصيرة صلبة إذا تطابقت محصلة الحملات الرأسية المنقولة إليها من المنشأ مع مركز ثقلها، حيث تتوزع الإجهادات على التربة أسفل الحصيرة بشكل خطي منتظم في الاتجاهين، وتأخذ قيمة الإجهادات شكل سطح مستوٍ أسفل الحصيرة وتعطى بالعلاقة

$$\sigma = \frac{\sum N}{A}$$

فيكون مخطّط الإجهاد المطبق على التربة خطياً غير منتظم، ويحسب من العلاقة العامة

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot x \quad (3-7) \quad \text{لحساب الإجهادات الآتية:}$$

إنّ العلاقة السابقة مشتقة من أجل العناصر الصلبة، أما إذا كانت اللامركزية بين مركز محصلة الحملات ومركز ثقل الحصيرة كبيرة جداً، فإنه لا يمكن افتراض الحصيرة صلبة ويرتكب خطأ كبير إذا حسبت الإجهادات أسفل الحصيرة من العلاقة السابقة، هذا بدوره يؤدي إلى خطأ في حساب القوى الداخلية، كما يمكن للحوائج المنفذة على تربة ضعيفة والخاضعة للامركزية كبيرة أن تتعرض لدوران بسبب فرق الهبوط بين الطرفين المعرض لضغط كبير والطرف المعرض لضغط صغير.

3- في حال استناد الحصيرة على أوتاد، تتوزع القوى المنقولة إلى الأوتاد تحت الحصيرة بشكل خطي في الاتجاهين أيضاً، بحيث أنّ محصلة مركز ثقلها الكلي ينطبق على محصلة القوى الرأسية.

4- تُعدّ الحصيرة صلبة إذا تحققت شروط التباعدات بين الأعمدة والجدران المستندة فوقها.

1-1-7-7 شروط التباعد بين الأعمدة والجدران في الحوائج الصلبة:

عندما تكون الحصيرة حاملة لأعمدة (أو جدران) ذات مجازات متقاربة (لا يزيد الفرق بين مجازين متجاورين على 25%) وذات أحمال متقاربة (أيضاً بحدود 25%) فيمكن افتراض أنّ الحصيرة صلبة.

أيضاً إذا كان التباعد بين محاور الأعمدة L في أحد الاتجاهين محققاً للعلاقة:

$$L < \frac{1,75}{\lambda} \quad ; \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{K_s \cdot b}{4 \cdot E_c \cdot I}} \quad (4-7)$$

b: عرض شريحة الحصيرة ويساوي التباعد بين محاور الأعمدة في الاتجاه المتعامد.
I: عزم عطالة المقطع العرضي للحصيرة، ذي العرض b ويؤخذ تأثير الجيزان والتسميكات في حال وجودها.

E_C : معامل مرونة مادّة الحصىرة، K_S : معامل ردّ فعل التربة أسفل الحصىرة.

في حال عدم تحقق شروط التباعدات تصمم الحصىرة على أنّها أساساً مرناً.

2-7-7 الطريقة التقريبية المرنة Approximate Flexiable Method:

1- يُفترض التربة، في هذه الطريقة، وكأنّها مؤلّفة من عدد لا نهائيّ من النوايض المرنة التي لا تتأثّر ببعضها.

2- يمثّل الثابت المرن للنوايض معامل رد فعل التربة المرن K (وفق طريقة ونكلر)، ويعرف المعامل K لتربة معيّنة بأنّه قيمة الإجهاد اللازم لإحداث هبوط واحد.

يتطلّب التحليل وفق هذه الطريقة إلى حلّ معادلة تفاضليّة جزئيّة من الدرجة الرابعة، ويمكن تبسيطها في بعض الحالات إلى حلّ معادلة تفاضليّة من الدرجة الرابعة بمتغيّر واحد، يمكن حلّ هذه المعادلات للحصائر ذات قساوة ثابتة على كامل مساحتها.

3- تعطى القيم التقريبية لمعامل ردّ فعل التربة (معامل الأساس) K ، وفقاً للتوصيف التقريبيّ للتربة كالاتي:

المعامل K (مقدراً باء: kgf/cm^2)	نوع التربة
0,5 – 1	طفل
1 – 2	ردم من البحص و الرمل
2 – 3	غضار مبل (طين)
4 – 5	غضار رطب
8 – 10	رمل خشن و قليل من البحص
10 – 12	بحص متوسط الحجم + رمل ناعم
12 – 15	بحص متوسط الحجم + رمل خشن
15 – 20	بحص ذو مقاس كبير + رمل خشن

3-7-7 طريقة العناصر المحدودة Finite Element Method:

تعتمد هذه الطريقة على تقسيم الحصىرة إلى عدد محدود من العناصر، وتحتاج إلى حسابات معقّدة وطويلة، ولا يمكن اعتماد الطرائق اليدويّة في الحساب ولا بدّ من استعمال الحاسب الإلكترونيّ، ولا تُعتمد هذه الطريقة إلّا عند توفر البرامج الإنشائيّة التي تسمح بإجراء النمذجة إضافةً لعدم إمكانيّة استعمال الطريقة الصلبة.

8-7 مراحل تحليل الحصىرة العامة وعناصرها:

يتمّ تحليل عناصر الحصىرة العامة من بلاطات وجيزان كالاتي:

1- حساب الإجهادات على التربة تحت الحصيصة بافتراضها جسماً صلباً من العلاقة العامة في حال وجود لامركزيّة بين مركز ثقل الحصيصة ومركز ثقل الحمولات:

$$\sigma_{\max,\min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot y \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot x$$

وتحسب الإجهادات في حال انطباق مركز ثقل الحصيصة مع مركز ثقل الحمولات من العلاقة: $\sigma = N/A$.

2- يُحسب إجهاد التربة الصافي وهو يمثّل الأحمال الرأسيّة المطبقة على البلاطات من الأسفل للأعلى (من دون إدخال وزن بلاطة الأساس والردم فوقها).

3- تُحسب العزوم والقوى الداخليّة في بلاطات الحصيصة بافتراضها بلاطات مستمرة، ويمكن استعمال العوامل المعطاة في الكود الأساس لتحليل هذه البلاطات، التي تعتمد على توزيع الأحمال على الشرائح بالاتجاهين، كما تُحسب العزوم في هذه الشرائح، ثمّ تُصمّم مقاطع البلاطات وفقاً لها، مع ملاحظة تخفيض إجهاد التسليح المسموح (أو المقاومة المعتمدة في الحساب) بمقدار 10%-20%، في حال وجود مياه جوفية أو رطوبة لا يمكن التخلص منها، ويُؤخذ تسليح هذه البلاطات بشكل شبكة تسليح مستمرة علوية في الاتجاهين، وأخرى مستمرة سفلية في الاتجاهين أيضاً يُضاف للشبكة السفلية تسليح سفلي عند المساند (التي هي الجيزان والجدران، أو الأعمدة في حالة الحوائط التي تعمل كبلطة فطرية).

4- نقل حمولات البلاطات (أي ردّ فعل التربة مطروح منه وزن البلاطة والردم فوقها) للعناصر الحاملة وهي تمثّل الجيزان وفق نظريّة خطوط الانكسار للبلاطات لتصبح بشكل مثلثات وأشباه منحرفة أو موزعة بانتظام حسب اتجاه عمل البلاطات (أي بطريقة مماثلة لبلاطات الأسقف)، وتُحسب العزوم في الجيزان، بافتراضها جيزان مستمرة مستندة على الأعمدة والجدران، ويمكن استعمال العوامل التقريبية (الواردة في الكود الأساس للجيزان) في حال تقارب المجازات، أو أي طريقة أخرى من طرائق التحليل الإنشائي، ثمّ تصمّم المقاطع العرضية لجيزان الحصيصة، كما هو الحال في الجيزان العادية، حتى لو كانت جيزان عميقة، نظراً لأن الكود الأساس يسمح بذلك.

أمّا بالنسبة لتصميم الجيزان على القصّ، فمعظم جيزان الحصيرة تحقّق شروط الجيزان العميقة في القصّ الواردة في الكود الأساس، ويُحسب تسليح القصّ فيها (من أساور عرضيّة وتسليح طوليّ)، بالعلاقات المعطاة بالكود الأساس لهذه الحالة، مع ملاحظة أن فعالية الأساور تكون محدودة في هذه الحالة، لذلك يجب أخذ تسليح القصّ الطوليّ اللازم، ويوزّع هذا التسليح على ارتفاع المقطع، بين التسليح العلويّ والسطح العلويّ لبلاطة الحصيرة، ويكون التباعد بين صفوف التسليح الطوليّ بحيث لا تزيد على 300mm، أمّا الأساور، فتؤخذ ثابتة على كامل أطوال المجازات، وفقاً لما جاء في الكود الأساس، على أن القصّ الحرج يتمّ حسابه عند المقطع الحرج الواقع على مسافة 15% من المجاز عن وجه المسند، ويعمل تسليح القصّ الطوليّ في هذه الحالة بمثابة تسليح تقلصّ إضافة لكونه تسليح قصّ، يلزم مدّ تسليح القصّ الطوليّ على كامل أطوال المجازات، مع التراكبات اللازمة في حالة الحاجة لوصل الاسياخ، ويجب أيضاً مراعاة الملاحظة التي سبق ذكرها في تصميم البلاطات فيما يتعلّق بتخفيض الإجهادات المعتمدة للتسليح في حال وجود مياه جوفية أو رطوبة.

تجدر الإشارة إلى أنه في حالة استناد الجدران الاستنادية في القبو على الحصيرة، فستعمل هذه الجدران كجيزان لبلاطات الحصيرة، وتصمّم (في مستويها) وفق ذلك (أي تصمّم كجيزان عميقة في الاتجاه الطوليّ)، إضافة لتصميمها في الاتجاه العرضيّ لتتحمل ضغط التربة الجانبيّ.

9-7 تصميم الحصيرة بافتراضها ذات بلاطات مفرغة:

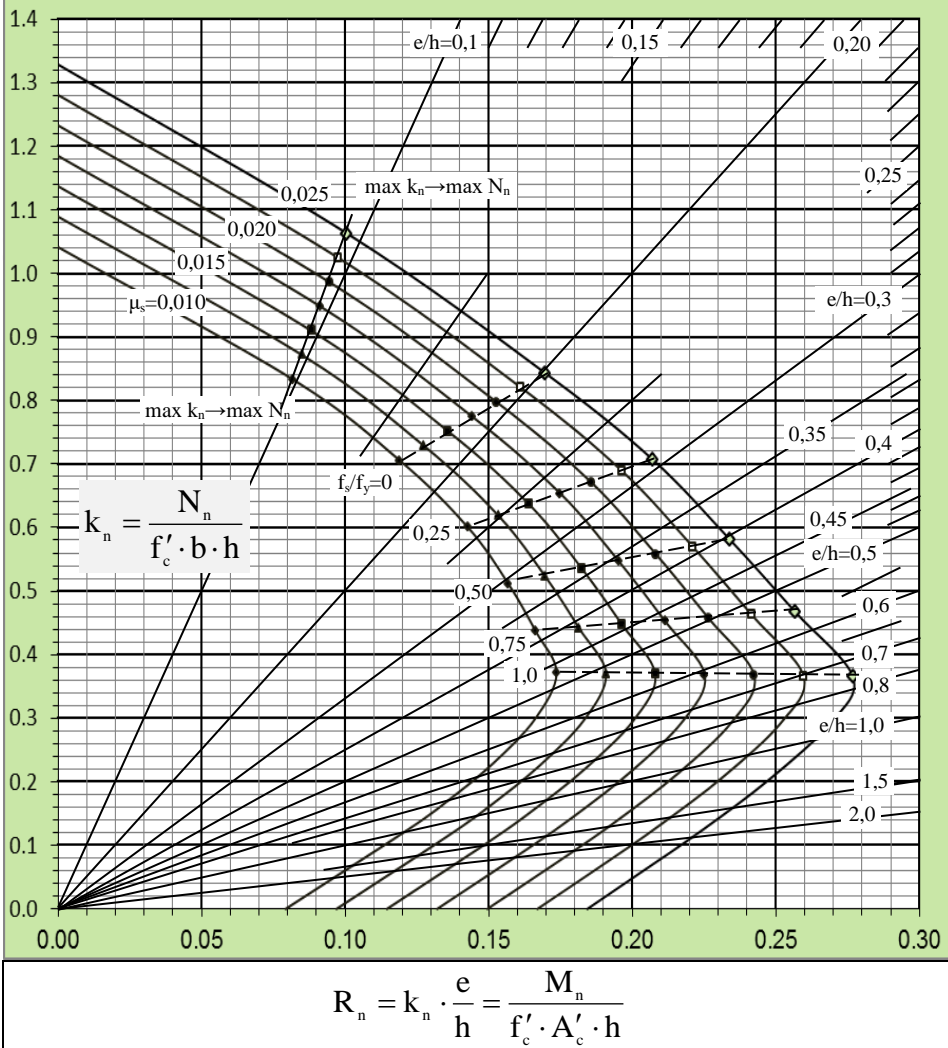
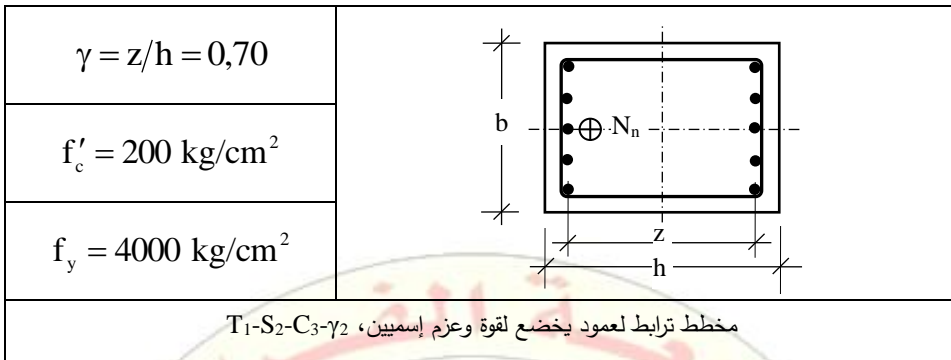
يمكن استعمال ما سبق للحصيرة العامة تماماً لحالة الحصيرة المفرغة، مع الأخذ في الحسبان حذف المساحات غير الموجودة في الحصيرة المفرغة عند حساب الخواص الهندسيّة لها (المساحة وعزوم العطالة).

10-7 اشتراطات حساب القوى والعزوم الداخلية:

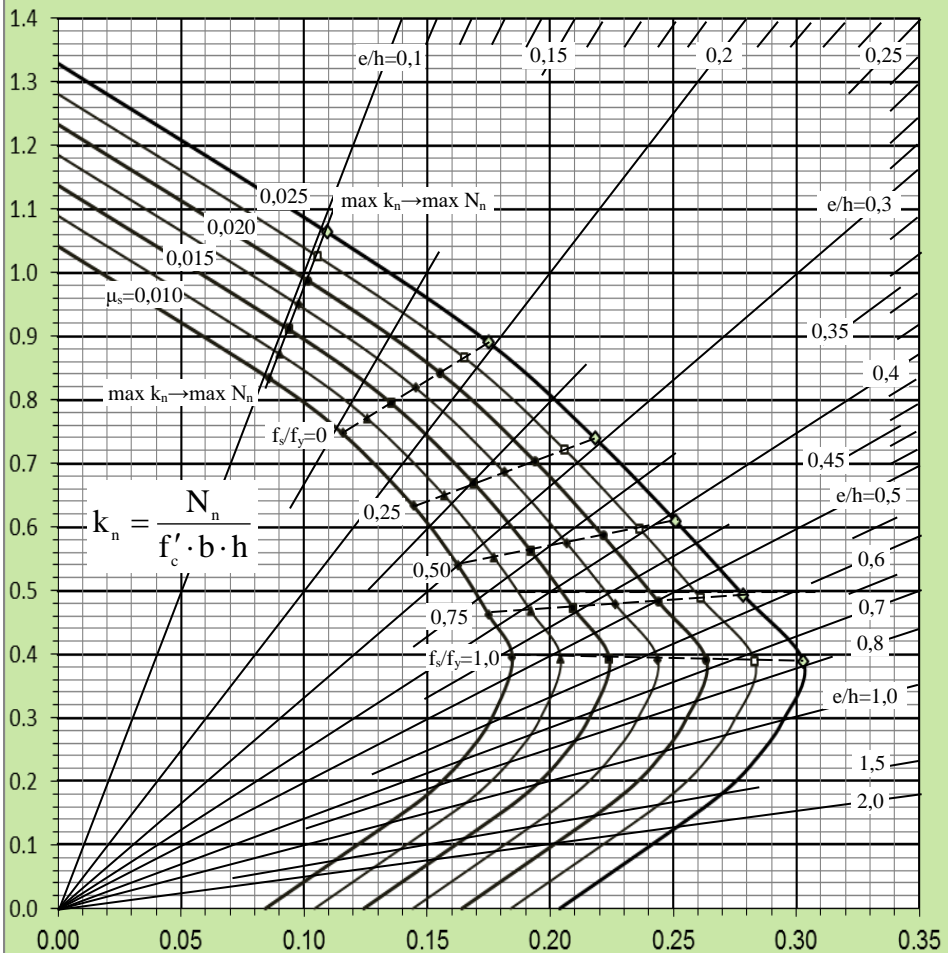
تحسب القوى والعزوم الداخليّة في جيزان الحصيرة بافتراض أنّ هذه الجيزان ذات أحمال مقرّرة وتتعرّض لأحمال متوازنة من أوزان المنشأة من جهة، ورد فعل تربة التأسيس من جهة أخرى، ويجب حساب ردّ فعل التربة تحت الحصيرة من التوازن العام للحصيرة، كما سنرى لاحقاً، أما البلاطات فيمكن افتراض أنها مُستندة على الجيزان، وأنها مستمرة مع بعضها، ومُعرضة لضغط التربة الصافي (بعد حسم وزن الأساس ووزن التربة فوقه).

الملحق رقم 1: مخططات ترابط

- يرمز لكل مخطط ترابط للأعمدة بثمان رموز على الشكل الآتي: T1-S2-C6-γ4
- T يرمز لشكل توزيع التسليح ضمن المقطع وتأخذ التسميات الأربعة الآتية:
- T₁ التسليح موزع على طرفي المقطع فقط.
- T₂ التسليح موزع على ثلاثة صفوف ضمن المقطع.
- T₃ التسليح موزع على خمسة صفوف ضمن المقطع.
- T₄ التسليح موزع على سبعة صفوف ضمن المقطع وهي لم تعرض في الملحق.
- S يرمز لنوع التسليح الطولي المستخدم ضمن المقطع وتأخذ التسميتين الآتيتين:
- S₁ إجهاد الخضوع للفولاذ المستعمل يبلغ $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$.
- S₂ إجهاد الخضوع للفولاذ المستعمل يبلغ $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$.
- C يرمز لجودة الخرسانة المستخدمة وتأخذ التسميات الستة الآتية:
- C₁ المقاومة المميزة الأسطوانية للخرسانة المستعملة تبلغ $f'_c = 165 \text{ kg/cm}^2$.
- C₂ المقاومة المميزة الأسطوانية للخرسانة المستعملة تبلغ $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$.
- C₃ المقاومة المميزة الأسطوانية للخرسانة المستعملة تبلغ $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.
- C₄ المقاومة المميزة الأسطوانية للخرسانة المستعملة تبلغ $f'_c = 225 \text{ kg/cm}^2$.
- C₅ المقاومة المميزة الأسطوانية للخرسانة المستعملة تبلغ $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- C₆ المقاومة المميزة الأسطوانية للخرسانة المستعملة تبلغ $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$.
- γ يرمز للذراع النسبي بين صفي التسليح الأول والأخير وتأخذ التسميات الستة الآتية:
- γ₁ الذراع النسبي بين صفي التسليح الأول والأخير يساوي 0,65.
- γ₂ الذراع النسبي بين صفي التسليح الأول والأخير يساوي 0,70.
- γ₃ الذراع النسبي بين صفي التسليح الأول والأخير يساوي 0,75.
- γ₄ الذراع النسبي بين صفي التسليح الأول والأخير يساوي 0,80.
- γ₅ الذراع النسبي بين صفي التسليح الأول والأخير يساوي 0,85.
- γ₆ الذراع النسبي بين صفي التسليح الأول والأخير يساوي 0,90.

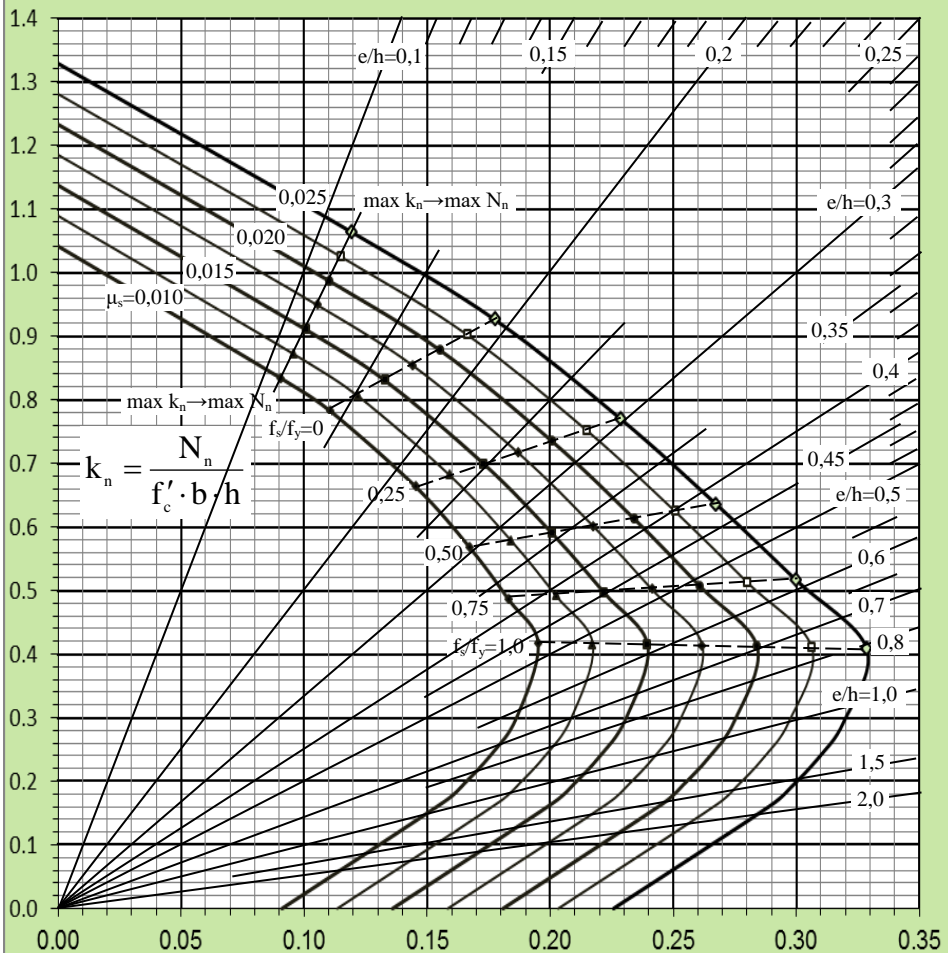


$\gamma = z/h = 0,80$	
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	
مخطط تزيابط لعمود يخضع لقوة وعزم إسميين، T ₁ -S ₂ -C ₃ -γ ₄	



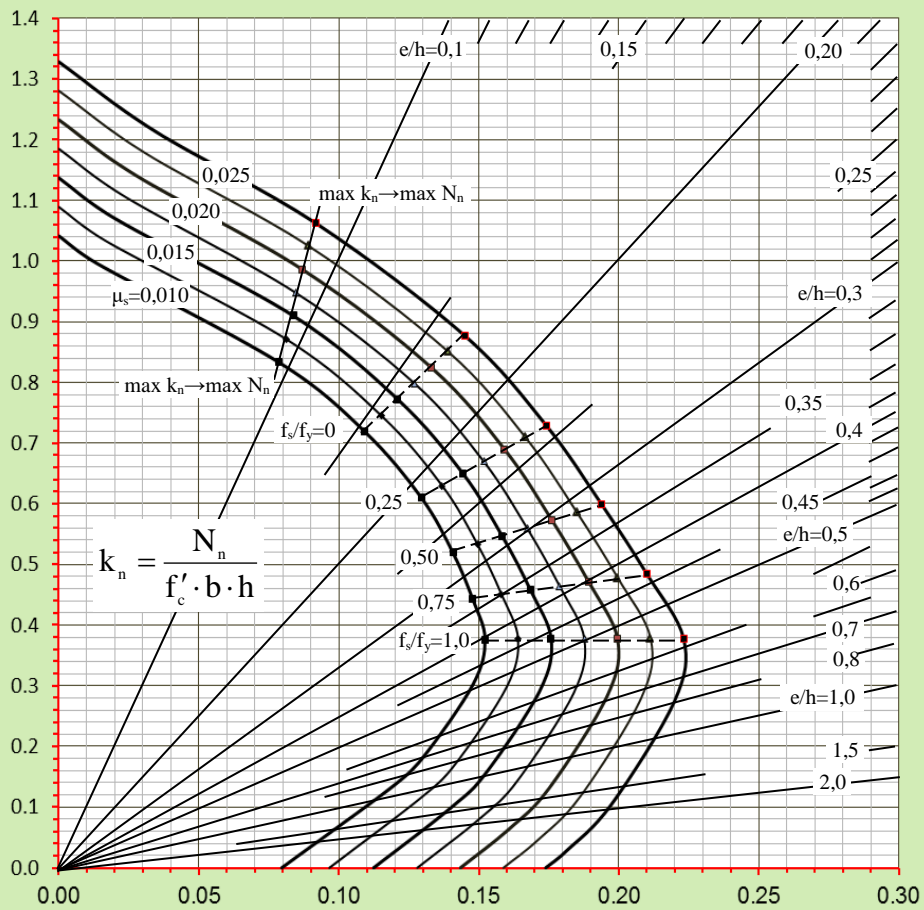
$$R_n = k_n \cdot \frac{e}{h} = \frac{M_n}{f'_c \cdot A'_c \cdot h}$$

$\gamma = z/h = 0,90$	
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	
مخطط تزيابط لعمود يخضع لقوة وعزم إسميين، T ₁ -S ₂ -C ₃ -γ ₆	



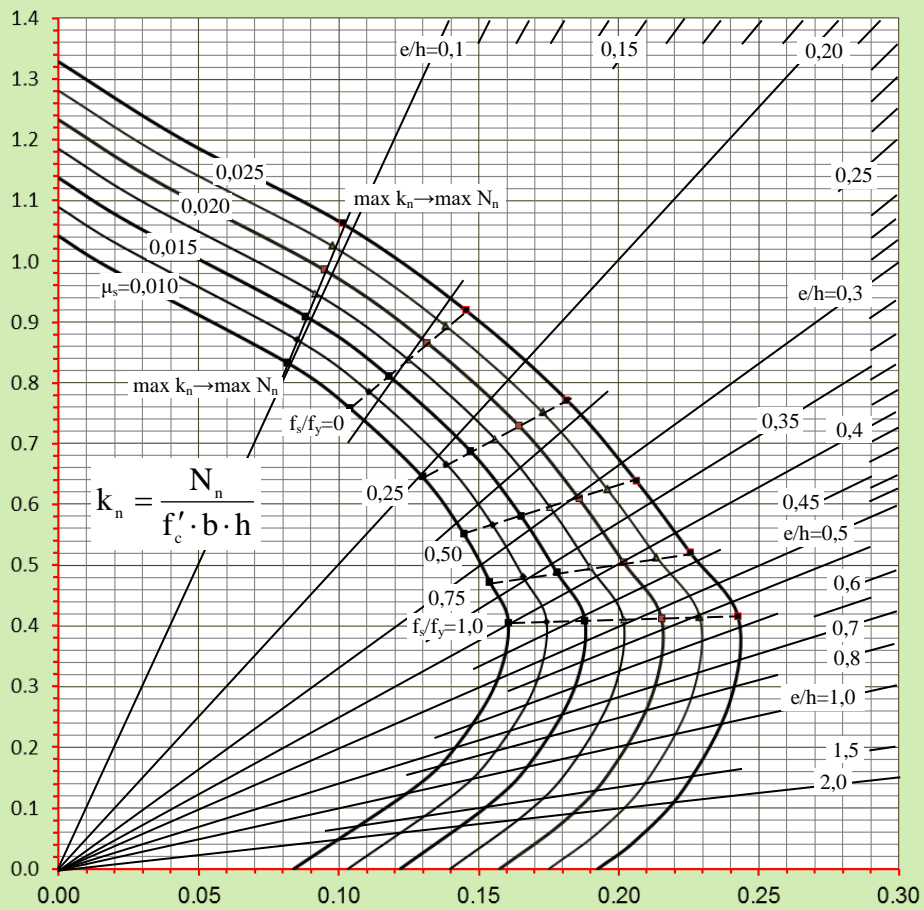
$$R_n = k_n \cdot \frac{e}{h} = \frac{M_n}{f'_c \cdot A'_c \cdot h}$$

$\gamma = z/h = 0,70$	
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	
مخطط تزيابط لعمود يخضع لقوة وعزم إسميين، $T_3-S_2-C_3-\gamma_2$	



$$R_n = k_n \cdot \frac{e}{h} = \frac{M_n}{f'_c \cdot A'_c \cdot h}$$

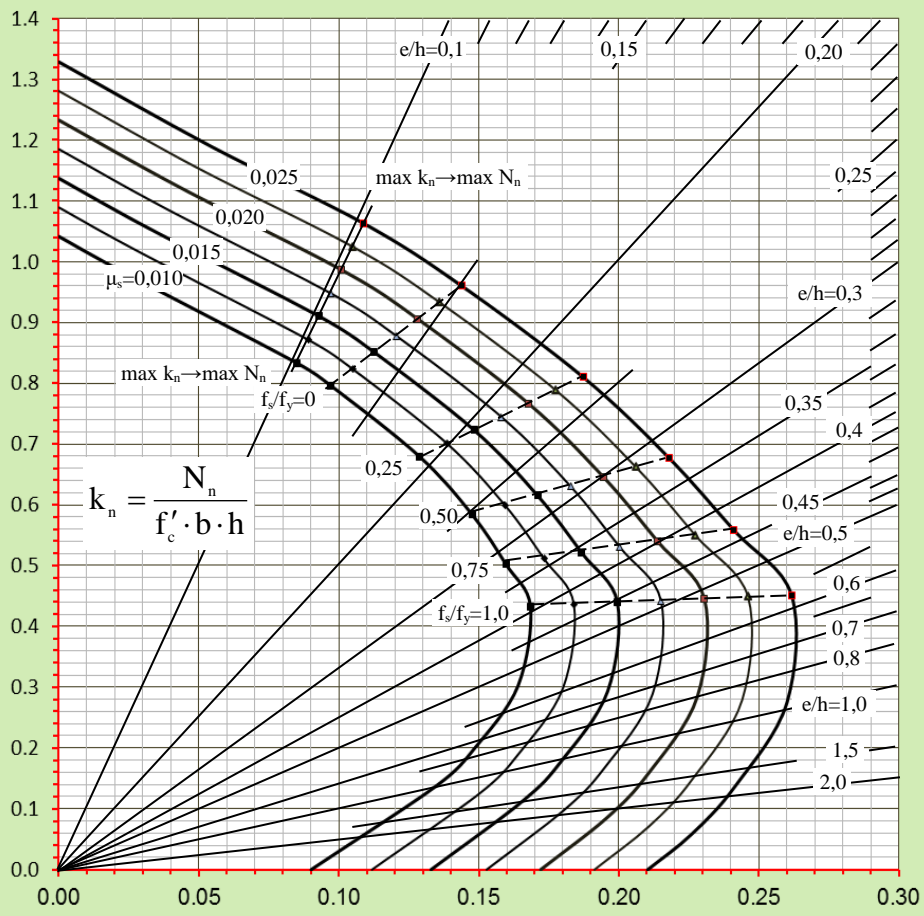
$\gamma = z/h = 0,80$	
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	
مخطط تزيابط لعمود يخضع لقوة وعزم إسميين، T ₃ -S ₂ -C ₃ -γ ₄	



$$R_n = k_n \cdot \frac{e}{h} = \frac{M_n}{f'_c \cdot A'_c \cdot h}$$

$\gamma = z/h = 0,90$	
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	

مخطط تزيابط لعمود يخضع لقوة وعزم إسميين، T₃-S₂-C₃-γ₆



$$R_n = k_n \cdot \frac{e}{h} = \frac{M_n}{f'_c \cdot A'_c \cdot h}$$



الرموز

-A-

A_e : المساحة الدنيا للمقطع العرضي لجدار القص (بالمتر المربع) في أي مستوي أفقي في الطابق الأول من المنشأ فوق منسوب الأساس.

A_C : المساحة المكافئة القعالة المركبة لجدران القص في الطابق الأول من المنشأ.

A_x : عامل تكبير اللامركزية الطارئة.

$A_{s(tot)}$: قيمة التسليح الطولي الكلي في الجدار بما فيه تسليح الجسد.

A'_C : مساحة المقطع الخرساني العرضي للجدار.

A_g : مساحة كامل المقطع الخرساني للجدار القصي.

A_{CV} : مساحة مستوي القص لجدار قصي.

A_{Ch} : مساحة نواة المقطع العرضي للعنصر والمحصورة بالتسليح العرضي ومقاسة من حوافه الخارجية.

A_{Sh} : مساحة المقطع العرضي لجميع الأذرع لطبقة من تسليح العقدة (تحسب مساحة الأذرع الموازية لاتجاه القص المدروس).

A_j : مساحة المقطع العرضي (الأفقي) الفعال للعقدة

A_S : مساحة مقطع التسليح المشدود.

A'_S : مساحة مقطع التسليح المضغوط.

A_{ST} : مساحة مقطع الأساور.

A'_C : مساحة مقطع الخرسانة المضغوط.

A_{Sb} : مساحة التسليح التوازنية.

a : البعد الأصغر لمقطع عمود الاطار.

-B-

b_w : سماكة الجدار القصي

b_w : عرض جوائز الاطار.

b_c : بعد المقطع العرضي لنواة العمود المحصورة بالتسليح العرضي ومقاساً من الحواف الخارجية

للتسليح العرضي في الاتجاه المعامد لاتجاه أساور العقدة المحسوبة

b : البعد الأكبر لمقطع عمود الاطار.

b : عرض الشريحة من الحصى ويساوي للتباعده بين محاور الأعمدة في الاتجاه المتعامد.

-C-

CM: مركز الكتلة.

CR: مركز الصلابة أو الجساءة.

C_a, C_v : معاملان زلزاليان يأخذان بالاعتبار زلزالية المنطقة وشروط تربة الموقع.

C_t : ثابت يأخذ قيم مختلفة حسب نوع الجملة الإنشائية.

C_{S1} : محصلة القوى الضاغطة في الفولاذ المضغوط للعمود المخفي.

C_{S2} : محصلة القوى الضاغطة في الفولاذ المضغوط الواقع في جسد الجدار.

C: موقع المحور الحيادي لمقطع خرساني خاضع لعزم انعطاف.

-D-

D_e : هي كامل طول جدران القص (في الطابق الأول) الواقعة على استقامة واحدة

d_{eff} : قيمة الارتفاع الفعال المنخفضة لجدار قصي عند دراسة الانعطاف والقص

d: الارتفاع الفعال لمقطع الجدار القصي

D: القطر الداخلي للخرسانة

-E-

E_h : تمثل الأفعال الناتجة عن المركبة الأفقية للزلزال والمحددة بقوة القص القاعدي V.

E_v : تمثل الأفعال الناتجة عن المركبة الشاقولية للزلزال.

E_c : معامل مرونة مادة الحصىرة.

E_c : عامل المرونة للخرسانة.

E_s : عامل المرونة للفولاذ (عامل يونغ).

EI: صلابة الانعطاف.

e_x, e_y : هي قيم اللامركزية الناتجة عن عدم تطابق مركز كتلة المنشأ مع مركز صلابته وفق

الاتجاهين x, y على التوالي.

-F-

F_n, F_i : القوى الأفقية الناجمة عن الزلازل والمركزة عند المناسيب المختلفة n, i

F_t : القوى الأفقية الناتجة عن الزلازل والمركزة عند أعلى المنشأ في المنسوب n

f_y : إجهاد الخضوع للفولاذ.

f_s : إجهاد الشد في الفولاذ.

f'_s : إجهاد الضغط في الفولاذ.

f'_c : المقاومة المميزة الأسطوانية للخرسانة على الضغط.

-G-

G: معامل المرونة العرضاني

g: التسارع الأرضي.

-H-

h_n : ارتفاع كامل المنشأ مقاساً من القاعدة وحتى أعلى منسوب (المنسوب n) مقاساً بالمتر.

h_x : ارتفاع المنسوب x عن القاعدة السفلية للمنشأ.

h_x : هي أكبر مسافة بين مركزي سيخين طوليين مربوط كل منهم بفرعي أسوار في المقطع العرضي للعنصر الطرفي.

H: ارتفاع الضوء لعمود الاطار.

H: الارتفاع الكلي لجائز الاطار.

H: طول العمود من منتصف ارتفاع الطابقين أعلى وأسفل العقدة المدروسة.

H: ارتفاع الماء في الخزان.

H: رمز لقطر قضيب التسليح من الفولاذ المتوسط المقاومة.

-I-

I_g : عزم عطالة كامل المقطع قبل التشقق ومحسوباً للخرسانة فقط من دون تسليح.

I: معامل أهمية المنشأ، أو عزم عطالة العنصر المدروس.

I_p : عزم العطالة القطبي لصلابة المنشأ بالكامل

I: عزم عطالة المقطع العرضي للحصيرة، ذي العرض b ويؤخذ تأثير الجيزان والتسميكات في حال وجودها.

-K-

K_S : تمثل معامل الموقع بالنسبة لحماية المنشأ من فعل الرياح أو من تعرضه لها.

K: ثابت الصلابة للعناصر الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية

K_{xj} : ثابت صلابة الجدار (j) باتجاه المحور X.

K_{yj} : ثابت صلابة الجدار (j) باتجاه المحور Y.

K_S : معامل رد فعل التربة أسفل الحصيرة.

-L-

l_{be} : طول العنصر الحدودي (أو المحيطي).

l_w : الطول الكلي للجدار القصي.

l_0 : طول التحنيط للجدار.

l_0 : مسافة تكثيف الأساور أعلى وأسفل عقدة إطار.

l_d : هو طول التثبيت لأكبر قطر أسياخ تسليح طولية للعنصر المحيطي.
 l_n : مسافة الضوء لفتحة جانز الاطار.

-M-

m : عدد العناصر الإنشائية في الجملة المقاومة للقوى الأفقية.
 M_U : العزم التصميمي المطبق على المقطع.
 M_n : عزم الانعطاف الإسمي (استطاعة المقطع لمقاومة العزم).

-N-

N_U : القوة التصميمية المطبقة على المقطع.
 N_0 : قوة الضغط المباشر.
 N_T : قوة الشد المباشر.

N_C : مقاومة المقطع الخرساني فقط من دون التسليح.
 n : النسبة المعيارية (أمثال التعادل).

n_l : عدد أسياخ التسليح أو رزم الأسياخ على محيط المقطع العرضي للعمود والمسنودة جانبياً
 بزواوية إسواره مغلقة أو عكفة زلزالية.

-R-

R : معامل الم طولية الجملة الإنشائية المقاومة للقوى الأفقية.
 R نصف القطر الداخلي للخزان

-S-

S : التباعد الرأسي بين أسياخ التسليح العرضي في الجدار القصي
 S_V : التباعد بين أسياخ التسليح الرأسي للجدار القصي.
 S_H : التباعد بين أسياخ التسليح الأفقي لجدار قصي.
 S_0 : التباعد بين الأساور المتجاورة في عمود الاطر بدءاً من وجه العقدة.

-T-

T : الدور الأساسي للمنشأ.
 T_{S3} : محصلة القوى الشادة في الفولاذ المشدود الواقع في جسد الجدار.
 T_{S4} : محصلة القوى الشادة في الفولاذ المشدود للعمود المخفي.

T_z : قوى الشد الحلقي المؤثرة على جدران الخزان الدائري

-V-

V : تمثل سرعة الرياح التصميمية وتقدر بالمتري في الثانية.
 V_K : سرعة هبة الرياح

V : قوة القص القاعدي

V_{xi} : حصة المنسوب x من قوة القص القاعدي والمطبقة في مركز ثقل المنسوب المدروس بالاتجاه المدروس

V'_{xi} : حصة الجدار i وفق الاتجاه X من قوة القص المباشر.

V'_{yi} : حصة الجدار i وفق الاتجاه Y من قوة القص المباشر.

V''_{xi} : حصة الجدار i وفق الاتجاه X من قوة القص غير المباشر أو الناتجة عن الفتل.

V''_{yi} : حصة الجدار i وفق الاتجاه Y من قوة القص غير المباشر أو الناتجة عن الفتل.

$V_{e,b1}, V_{e,b2}$: قوة القص التصميمية في الجيزان والناتجة عن عزوم الانعطاف الاسمية المحتملة عند وجه العقدة.

-W-

W_d : تمثل ضغط الرياح الحركي الديناميكي المكافئ لهبة رياح ناتجة عن سرعتها مقدرة بـ KN/m^2 .

W_e : ضغط الرياح الستاتيكي المكافئ لهبة رياح (حمولة ساكنة).

W : الحمل الزلزالي لمنشأ.

W_i : وزن المنشأ المركز عند المنسوب i .

-X-

X_{CR} : فاصلة مركز صلابة المنشأ.

X_j : فاصلة الجدار المدروس.

X_b : بعد المحور المحايد في الحالة التوازنية

-Y-

Y_{CR} : تراتيب مركز صلابة المنشأ.

Y_j : تراتيب الجدار المدروس.

y : طول بلوك إجهاد الضغط وفق الطريقة الحدية.

-Z-

Z : معامل الشدة الزلزالية (معامل زلزالية المنطقة)

- رموز تتعلق بالانتقالات -

Δ : الانتقال الطائفي أو الانتقال في أعلى منسوب من العنصر المدروس

Δ_{max} : الإزاحة الطابقية العظمى عند أحد طرفي المنشأ للطابق المدروس.

Δ_{avg} : متوسط الإزاحة لطرفي الطابق المدروس.

δ_{max} : القيمة الأعظمية للانتقال الطابقي عند أحد طرفي المنشأ للطابق المدروس.
 δ_{avg} : متوسط الانتقال الطابقي لطرفي الطابق المدروس.

- رموز تتعلق بالإجهادات والانفعالات وبخواص المواد -

ε : انفعال.

ε_s : انفعال الشد في الفولاذ التسليح.

ε'_s : انفعال الضغط في فولاذ التسليح.

ε_y : انفعال الخضوع للفولاذ.

ε'_c : انفعال الضغط في الخرسانة.

σ'_c : إجهاد الضغط في الخرسانة.

σ_s : إجهاد الشد في الفولاذ.

σ'_s : إجهاد الضغط في الفولاذ.

σ'_c : إجهاد الضغط المسموح في الخرسانة:

σ_{ct} : إجهاد الشد المسموح في الخرسانة.

v : عامل بواسون.

- رموز مختلفة: نسب، زوايا، معاملات -

μ_s : نسبة التسليح الطولي في الأعمدة الخاضعة للضغط البسيط.

μ_b : نسبة التسليح التوازني.

λ : درجة أو عامل النحافة.

ϕ : رمز لقطر سيخ تسليح من الفولاذ الطري الأملس.

T : رمز لقطر سيخ التسليح من الفولاذ العالي المقاومة.

Y : رمز لقطر سيخ التسليح من الفولاذ العالي المقاومة، والمعالج على البارد.

β : عامل إدخال أثر الجريان في الأعمدة.

Ω : معامل تخفيض مقاومة المقطع.

المراجع العلمية

ثبت المراجع العربية

1. الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة، الطبعة الخامسة المطورة، دمشق 2022.
2. الملحق رقم 1/ للكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة، الأحمال على المباني، الطبعة الثانية، دمشق، 2012.
3. الملحق رقم 2/ للكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة، تصميم وتحقيق المباني والمنشآت المقاومة للزلازل، الطبعة الثالثة، دمشق 2020.
4. الملحق رقم 3/ للكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة، التفاصيل والرسومات، الطبعة الرابعة، دمشق 2018.
5. الملحق رقم 5/ للكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة، تصميم وتنفيذ الأساسات، الطبعة الثالثة، دمشق 2020.
6. البيتون المسلح 2، للأستاذ الدكتور المهندس علاء الدين ناصر و الأستاذ الدكتور المهندس يوسف الرغبان ، منشورات جامعة حلب كلية الهندسة المدنية، الطبعة الثانية، حلب 2021.
7. الطرائق الحديثة المطورة لحساب الأحمال الزلزالية على المنشآت وفق ASCE7-16، للدكتور المهندس ربيع الصفدي، النسخة الإلكترونية الأولى 2019.
8. تصميم العناصر الخرسانية المسلحة، للأستاذ الدكتور المهندس علاء الدين ناصر، منشورات نقابة المهندسين فرع حلب، الطبعة الأولى، حلب 2017.
9. التصميم الزلزالي للإطارات العزمية الخاصة البيتونية المسلحة المصبوبة في المكان وفقاً للطرق المطورة المعتمدة في الكود العربي السوري، للدكتور المهندس ربيع الصفدي، محاضرات من النت.
10. التصميم الإنشائي لخزانات المياه من الخرسانة المسلحة، للمهندس خليل إبراهيم واكد، دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع، الطبعة الأولى، القاهرة، 2007.

11. هندسة الأساسات، تصميم وتنفيذ الأساسات السطحية، للدكتور المهندس عبد الفتاح القصبي، دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع، القاهرة، 2003.
12. خزانات المياه العالية والأرضية، للأستاذ الدكتور المهندس سليمان تادفي، دار الغدير للنشر والتوزيع، الطبعة الثانية 1992.

ثبت المراجع الأجنبية

- 1- ACI Committee. "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary." American Concrete Institute, 2019.
- 2- ACI Committee. "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary." American Concrete Institute, 2008.
- 3- Williams, Alan. Seismic and Wind Forces: Structural Design Examples. Kaplan AEC Engineering, 2018.
- 4- Pilla, Dominick. Elementary Structural Analysis and Design of Buildings: A Guide for Practicing Engineers and Students. CRC Press, 2017.
- 5- Darwin, David, Charles William Dolan, and Arthur H. Nilson. Design of concrete structures. Vol. 2. New York, NY, USA: McGraw-Hill Education, 2016.
- 6- Wight, James K. Reinforced concrete: mechanics and design. Prentice Hall, 2015.
- 7- Nilson, Arthur H., and George Winter. "Design of Concrete Structures, McGrawHill." (1987).
- 8- Ramamrutham, S. "Design Of Reinforced Concrete Structures (Conforming To Is 456)." DhanpatRai Publication.

اللجنة العلمية المدققة

الأستاذ الدكتور المهندس علاء الدين ناصر
الأستاذ الدكتور المهندس عبد الرحمن عبد الرحمن
الأستاذ الدكتور المهندس عبد القادر ملحم

المدقق اللغوي

الدكتور قحطان صالح الفلاح

حقوق الطبع والترجمة والنشر محفوظة لمديرية الكتب والمطبوعات