

الباب الثالث

CHAPTER 3

الأعمدة

Design of Columns

رقم الصفحة	البند	المسلسل
١٣٣	مقدمة .	: ١ - ٣
١٣٥	اشتراطات الكود المصري في تعريف الأعمدة .	: ٢ - ٣
١٣٥	لختيار أماكن الأعمدة .	: ٣ - ٣
١٣٧	تصميم الأعمدة :	: ٤ - ٣
١٣٧	١ - ٤ - ٣ : الأعمدة القصيرة :	
١٣٧	١ - ٤ - ٣ : حدود العمود القصير .	
١٣٨	٢ - ٤ - ٣ : تصميم الأعمدة القصيرة .	
١٥٠	٣ - ٤ - ٣ : متطلبات الكود المصري في تفاصيل القطاع والتسليح . أولاً : الأبعاد الخرسانية . ثانياً : التسليح .	
١٥٥	٤ - ٤ - ٣ : أمثلة محلولة .	
١٦٠	٥ - ٤ - ٣ : الأعمدة المقيدة وغير المقيدة .	
١٦٠	٦ - ٤ - ٣ : الارتفاع الفعال .	
١٦٤	٧ - ٤ - ٣ : حالة تثبيت الأطراف .	
١٦٨	٨ - ٤ - ٣ : أمثلة محلولة .	
١٧١	٢ - ٤ - ٣ : الأعمدة الطويلة (النحيفة) :	
١٧٣	١ - ٤ - ٣ : الأعمدة النحيفة المقيدة .	
١٧٣	٢ - ٤ - ٣ : الأعمدة النحيفة غير المقيدة .	
١٧٦	٣ - ٤ - ٣ : حساب العزوم على الأعمدة .	
١٧٨	٤ - ٤ - ٣ : أمثلة محلولة .	

الأعمدة هي العناصر الرأسية التي تتحمل غالباً قوى ضغط ، كما يمكن لها في بعض الأحيان أن تتعرض إلى عزوم انحناء في اتجاه واحد أو اتجاهين والتي تسبب أحياناً قوى شد على جزء من أجزاء القطاع ، إلا أن قوى الضغط تظل هي القوى السائدة والغالبة على القطاع ، ومن المعروف أن هناك عناصر غير رأسية يمكن أن تتعرض لقوى ضغط مثل بعض عناصر الجمالونات والعقود والإطارات والقشريات ، إلا أننا إذا أطلقنا لفظ الأعمدة فإننا نقصد تلك العناصر الرأسية التي تتحمل في الغالب قوى ضغط نتيجة الأحمال الرأسية للمنشآت .

- وتستخدم هذه العناصر بشكل واسع في معظم منشآتنا الهيكلية ، وتكون على صور ثلاث :-

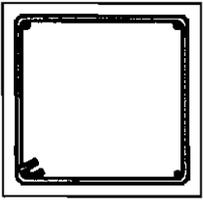
- ١ - أعمدة ذات تسليح طولي وكتانات عرضية رابطة مفردة :
- Longitudinal bars & Lateral ties.
 - ٢ - أعمدة ذات تسليح طولي وكتانات عرضية دائرية مستمرة :
- Longitudinal bars & Continuous spirals.
- ويتميز هذا النوع بمطوليته ductility وقدرته على تحمل الظروف القاسية .
- ٣ - أعمدة ذات قطاع خرساني حديدي مشترك :
- Composit sections reinforced longitudinally with structural steel shapes with or without additional longitudinal bars .

والشكل رقم (١) يوضح هذه الأنواع .

والنوعان (١ ، ٢) هما الأكثر انتشاراً وهما اللذان سنفرد لهما هذا الباب .
ومن المنطقي أن يفهم أن قدرة العمود على تحمل القوى الرأسية تتأثر جوهرياً بمساحة قطاعه الهندسي وبخصائص المواد الهندسية المكونة لهذا القطاع (الخرسانة - الحديد) ، إلا أن شكل توزيع الحديد ، وشكل الكانات ونوعيتها ، وطول وقصر العمود ، وظروف تقيده مع باقي عناصر المنشأ ، تعتبر عوامل مؤثرة أيضاً على قيمة الحمل الأقصى للعمود .
- ومن المهم أن نشير هنا إلى أن الخرسانة هي التي تحمل معظم الأحمال المطلوب مقاومتها ، أما صلب التسليح فهو يحسن من مقاومة القطاع ويعطيه بعض المطوليه ويتحمل كل عزوم الانحناء إن وجدت ، ويتم تسليح الأعمدة الخرسانية تسليحاً رئيسياً بأسياخ من الصلب موازية لاتجاه تأثير الأحمال ويتم رصها على هيئة مربع أو مستطيل أو دائرة على محيط القطاع الخرساني (شكل ١) .

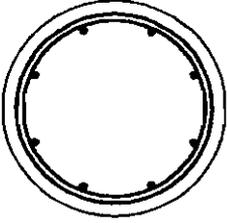
ويتم تسليح الأعمدة بنسب حديد لا تقل غالباً عن ١% ولا تزيد عن ٨% من مساحة القطاع الخرساني طبقاً لنصوص الكود الأمريكي (ACI.code I0.9.1)، وتعتبر النسبة الصغرى ضرورية لتوفير قدرة

(1)



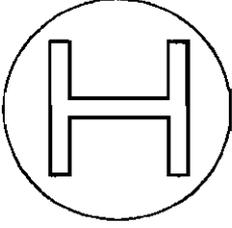
*Longitudinal rods
and lateral ties*

(2)



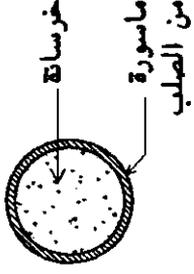
*Longitudinal rods
and spiral hooping*

(3)



composite section

(4)



شكل (١)
بعض أنواع الأعمدة

للعמוד لمقاومة عزوم الانحناء التي قد تكون موجودة ولا تؤخذ في الاعتبار في التحليل الإنشائي (أو تهمل) ، بالإضافة إلى أنها تقوم بمقاومة إجهادات الزحف والانكماش واللتان تعتبران خاصيتان لازمتان في الخرسانة المسلحة بصفة عامة تحت تأثير قوى الضغط ، أما النسبة ٨ % فبالإضافة لكونها غير اقتصادية فإنها تجعل القطاع مزدحماً بالحديد قابلاً (للتعشيش) أثناء الصب خاصة مع كثرة الوصلات اللازمة في هذه الحالة .

والأقطار الشائعة في الأعمدة غالباً ما تتراوح بين ١٤ مم ، ١٨ مم ، ولا يجوز تسليح العمود بأقل من ٤ أسياخ في حالة الكانات المفردة (lateral ties) ولا يقل عن ٦ أسياخ في حالة الكانات الحلزونية (ACI code 10.9.2) .

٣ - ٢ : اشتراطات الكود المصري في تعريف الأعمدة : -

تعرف الأعمدة بأنها تلك العناصر الإنشائية الرأسية التي تنقل الأحمال المحورية الرأسية الضغطية والتي قد تصاحبها أولاً تصاحبها عزوم انحناء .

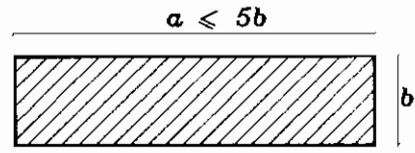
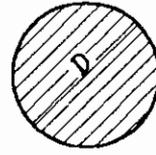
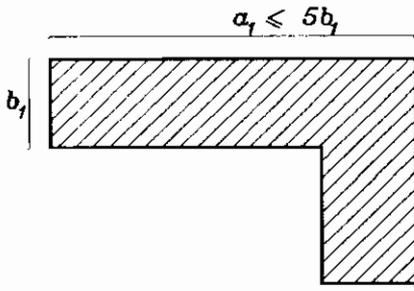
والأعمدة لها قطاع هندسي في العادة أقل بكثير من ارتفاعها ، حيث يجب أن يكون ارتفاعها أكبر من خمسة أضعاف طولها ، (شكل ٢) .

وتتلقى الأعمدة أحمالها من الأسقف وتوصلها إلى القواعد والأساسات . ولتمييز الأعمدة عن الحوائط فإنه يجب أن يكون طول قطاعها أقل من خمسة أضعاف عرضه وإلا اعتبر حائطاً (شكل ٢) .

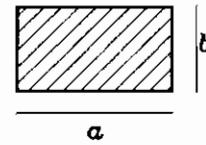
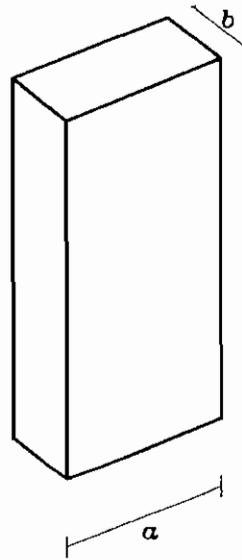
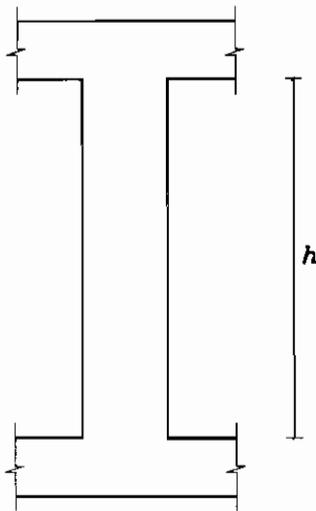
٣ - ٣ : اختيار أماكن الأعمدة : -

نظراً لأن الدور المتكرر هو الدور الأكثر تكراراً في منشآت السكنية أو الإدارية فإن دراسة مواضع الأعمدة تبدأ من خلاله ، حيث يقوم المهندس المعماري باقتراح الأماكن الأكثر مناسبة للأعمدة عند تقاطعات الحوائط ثم يتم مناقشة الاختيارات مع المهندس الإنشائي المصمم ، حيث يجب أن يحقق نظام توزيع الأعمدة نظاماً إنشائياً للأسقف يتوافق مع احتياجات المهندس الإنشائي المصمم ، كما يراعى ألا تكون كل الأعمدة أو معظمها في اتجاه واحد (ذات عزم قصور ذاتي في اتجاه واحد) بل يراعى حالة استتالة المبنى لتحسين مقاومته للأحمال الجانبية (مثل الرياح أو الزلازل) .

وتعتبر لوحة المحاور والأعمدة في أي منشأ هي عمدة اللوحات الهندسية الإنشائية حيث يجب مراعاة الدقة في استمرار الأعمدة فوق بعضها تماماً في كافة الأنوار ، ويتم التأكد من ذلك في تنفيذ الأعمدة مع كل دور علي حدة من خلال لوحة المحاور والأعمدة . كما يجب مراعاة توزيع الأعمدة بحيث نتجنب وجود كابولي داخلي لكمرات الأسقف حيث يسبب ذلك نظاماً إنشائياً غير موفق باستحداث عزوم انحناء وقيمة ترخيم غير متعادلة .



قطاع العمود



$$a \leq 5b$$

$$h \geq 5b$$

شكل (٢)

شروط الكود لابعاد الاعمدة

٣ - ٤ : تصميم الأعمدة : -

يمكن تقسيم الأعمدة إلى قسمين رئيسيين هما : الأعمدة القصيرة ، والأعمدة الطويلة ، حيث يقتصر المهندس المصمم في حالة تصميم الأعمدة القصيرة على مقاومة الأحمال عن طريق القطاع الخرساني من حيث المساحة والشكل الهندسي ، وأيضاً من حيث خصائص المواد المستخدمة ، أما في حالة الأعمدة الطويلة فبالإضافة إلى ما سبق فإنه يجب أن يؤخذ في الاعتبار أثناء تصميمها نسبة نحافتها ومدى ميلها للانبعاج ، حيث إنها تؤثر جوهرياً على مدى قدرتها على تحمل الأحمال .

٣ - ٤ - ١ : الأعمدة القصيرة : -

تعريف :

يسمى العمود قصيراً إذا كانت أبعاده الهندسية (طوله \times عرضه) ليست صغيرة بالنسبة لارتفاعه وغالباً ما يكون انهيار هذا النوع من الأعمدة نتيجة انهيار الخامات المصنوع منها (الخرسانة والحديد) ، وللتفريق بين الأعمدة القصيرة والطويلة يتم حساب ما يسمى بمعامل النحافة (λ) والتي تعتمد على :

- ١ - الارتفاع الفعال للعمود .
- ٢ - أبعاد قطاعه الهندسي .
- ٣ - حالة التثبيت عند وصلة العمود العليا والسفلي .

٣ - ٤ - ١ - ١ : حدود العمود القصير : -

يصبح العمود قصيراً إذا حققت إبعاده الهندسية القيم الموجودة بالجدول الآتي : -

λ_y	λ_x		معامل النحافة
	○	□	
50	12	15	حالة العمود مقيد
35	8	10	غير مقيد

- وسوف نوضح لاحقاً كيف يتم تصنيف العمود من حيث القيد أو عدمه (أنظر بند ٣ - ٤ -

- ١ - ٥) Braced or unbraced .

$$\lambda_1 = \frac{He}{i} = 0.3b \quad \square \quad b$$

$$= 0.25D \quad \circ \quad D$$

$i = \text{radius of giration}$

$$\text{Or } \lambda_b = \frac{He}{b}$$

. $b =$ بعد قطاع العمود في اتجاه الدراسة

. $He =$ الارتفاع الفعال للعمود

وسوف نبين لاحقاً كيف يتم تحديد الارتفاع الفعال للعمود (أنظر بند ٣ - ٤ - ١ - ٦) .

٣ - ٤ - ١ - ٢ : تصميم الأعمدة القصيرة :-

تتشارك كل من الخرسانة والحديد في مقاومة الأحمال عندما يكون العمود معرضاً لحمل صغير نسبياً حيث يكون كل من الخرسانة وصلب التسليح ما زال في حدود السلوك المرن .

$$f_s = n f_c \text{ حيث يكون حينئذ}$$

حيث $n =$ النسبة المعيارية $= E_s / E_c$.

وفي حالة عدم تعرض العمود القصير إلى عزوم انحناء لأي سبب أو أن العزوم التي تعرض لها ضئيلة (لا مركزية لا تزيد عن ٥% من قيمة بعد قطاع العمود) فإنه يمكن استخدام أحد المعادلات الآتية للتصميم :-

أولاً : طبقاً لنظرية إجهادات التشغيل : **Working Stress Design method** :

$$P = f_{co} [A_c + (n-1)A_s]$$

حيث :-

. $P =$ حمل التشغيل

. $f_{co} =$ إجهاد التشغيل للخرسانة

. $A_g =$ مساحة القطاع الخرسانة

. $A_s =$ مساحة أسياخ صلب التسليح الطولية

$$\text{Or : } P = f_{co} A_c + 0.44 f_y A_{sc}$$

وذلك في حالة الأعمدة المربوطة بكانات انفرادية tied ، حيث يمكن الحصول علي f_{co} من جدول رقم (٩) بالملحق والذي يبين إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب .

أما في حالة الأعمدة المسلحة بتسليح حلزوني فيمكن حساب حمل التشغيل طبقاً للأقل من المعادلتين الآتيتين : -

$$P = 1.14 f_{co} A_c + 0.51 f_y A_{sc}$$

$$OR : P = f_{co} A_k + 0.44 f_y A_{sc} + 0.92 V_{sp} f_{sp}$$

حيث : μ_{sp}, ν_{sp} ستوضح لاحقاً .

ثانيا : بنظرية حالات الحدود : **Limit State Design Method** :

$$P_u = A_c \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_y}{\gamma_s}$$

- حيث الحمل الأقصى للعمود = p_u .
 - المقاومة المميزة للخرسانة = f_{cu} .
 - إجهاد الخضوع للحديد = f_y .
 - معامل تخفيض المقاومة للخرسانة = γ_c ، وهي = 1.75 في حالة الأحمال الرأسية الضغطية .
 - معامل تخفيض المقاومة للحديد = γ_s وهي = 1.36 في حالة الأحمال الرأسية الضغطية .
- أي أن :

$$P_u = 0.38 A_c f_{cu} + 0.74 A_s f_y$$

وإذا اعتبرنا وجود لا مركزية صغيرة لا تزيد عن ٥ % من طول القطاع يتم تخفيض الحمل الأقصى بقيمة = ١٠ % ، فيصبح :

$$P_u = 0.35 A_c f_{cu} + 0.67 A_s f_y$$

وهي معادلة تنطبق كما قلنا على العمود القصير الذي لا تزيد لا مركزيته عن ٥ % من طول قطاعه ويكون شكل تسليحه كانات رابطة مفردة وليست حلزونية كما هو موضح (بالشكل ٣ ، ٤) ، والذي يوضح مجموعة من الأنماط والأشكال المختلفة لقطاعات أعمدة خرسانية وكيفية رص وترتيب تسليحها ، أما في حالة الأعمدة الدائرية ذات الكانات الحلزونية (شكل ٥) فإن الحمل الأقصى للعمود يمكن تحديده بالأقل من المعادلتين الآتيتين :-

$$P_u = 0.35 A_k f_{cu} + 0.67 A_s f_y + 1.38 V_{sp} f_{yp}$$

$$P_u = 0.4 A_c f_{cu} + 0.76 A_s f_y$$

حيث :-

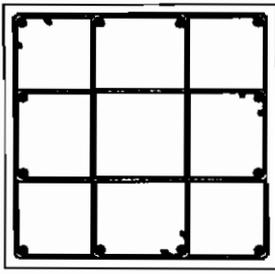
$$V_{sp} = \pi A_{sp} D_k / p$$

$$\mu_{sp} = \frac{V_{sp}}{A_k}$$

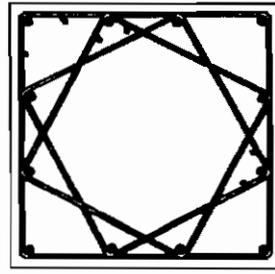
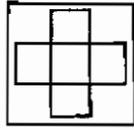
$$\mu_{sp(\min)} = 0.36 \left(\frac{f_{cu}}{f_{yp}} \right) \left(\frac{A_c}{A_k} - 1 \right)$$

$$A_k = \pi D_k^2 / 4$$

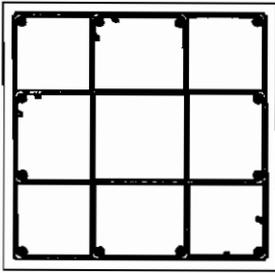
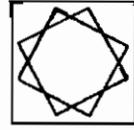
$$A_c = \pi D^2 / 4$$



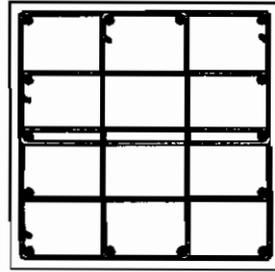
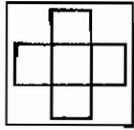
(XI)



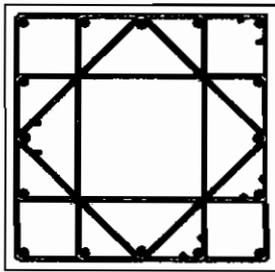
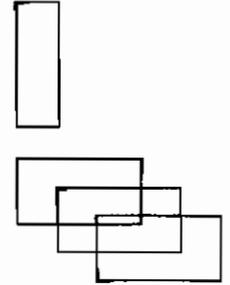
(XII)



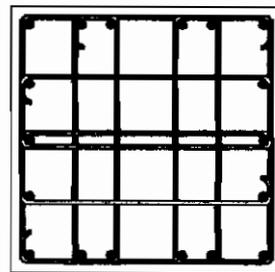
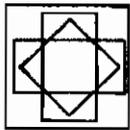
(XIII)



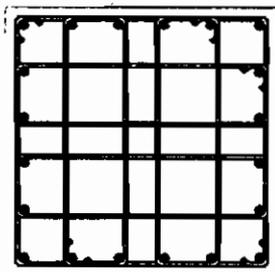
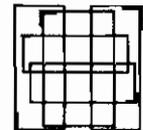
(XIV)



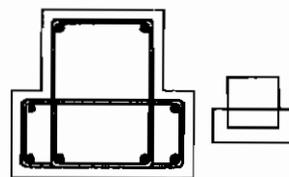
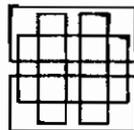
(XV)



(XVI)

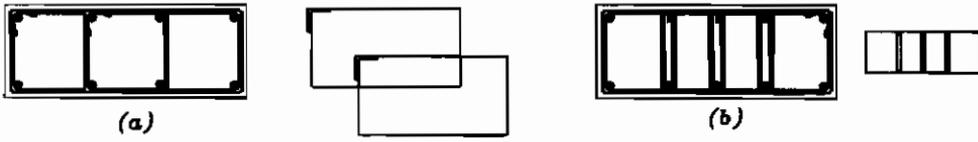


(XVII)

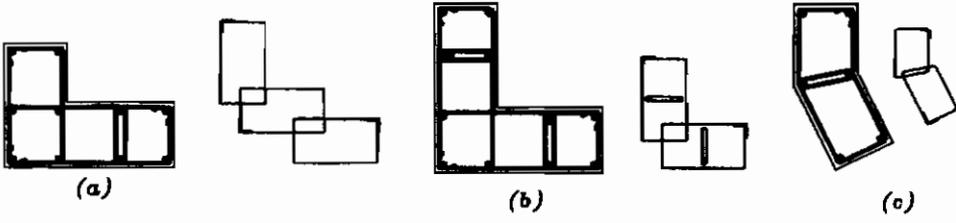


(XVIII)

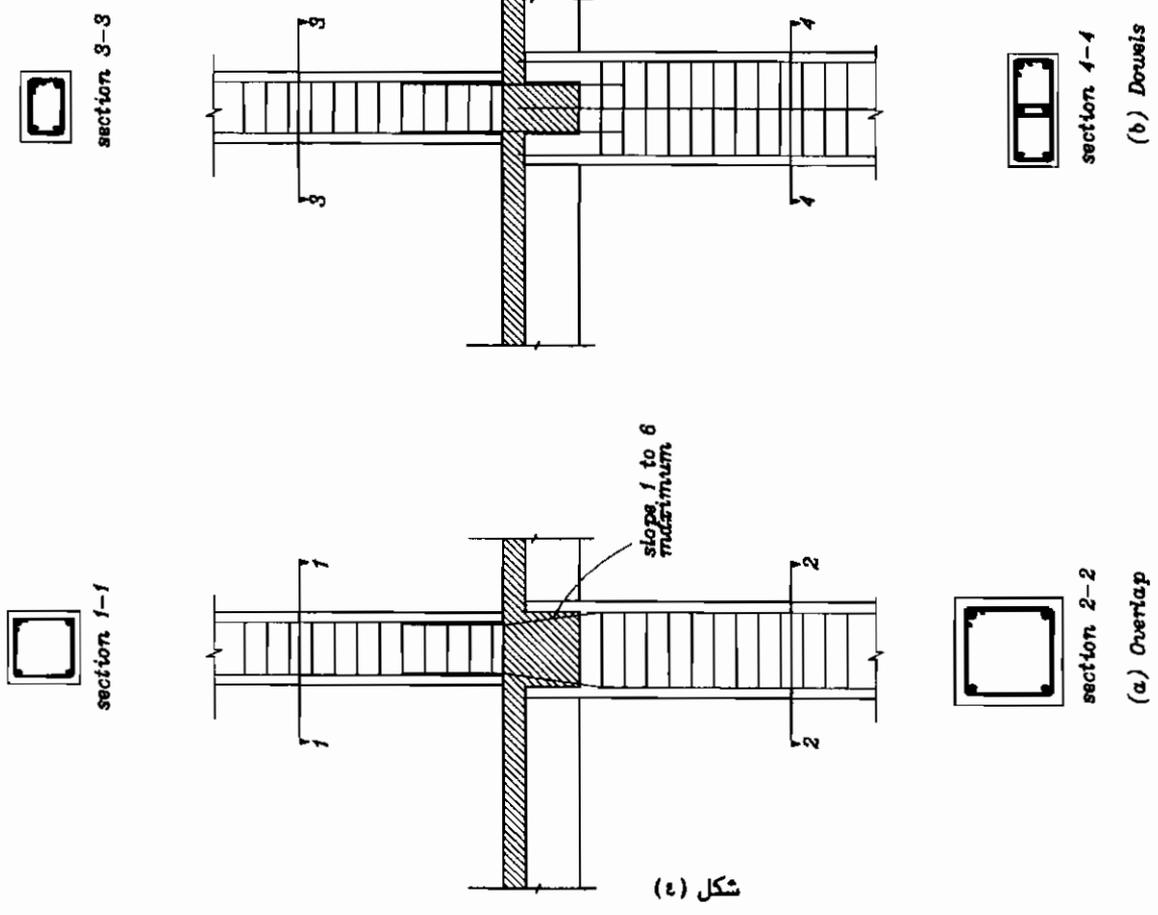
شکل (۳)



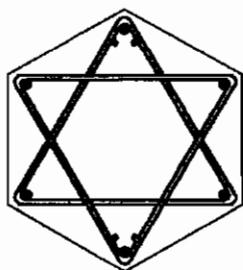
Elongated columns



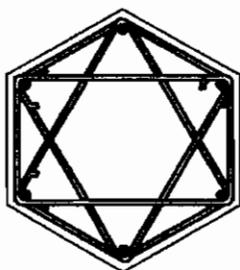
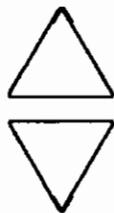
Corner columns



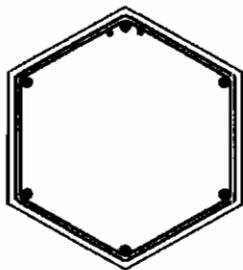
Columns splices



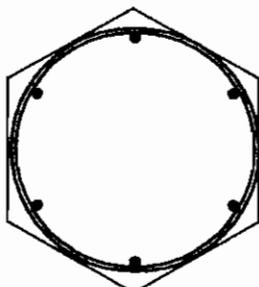
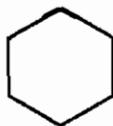
(a)



(b)

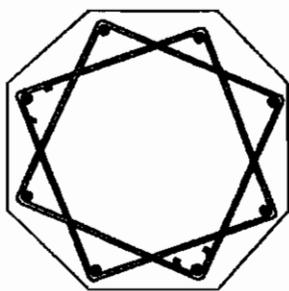


(c)

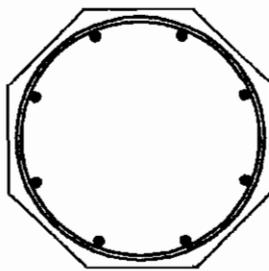
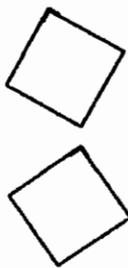


spiral

(d)
hexagonal column

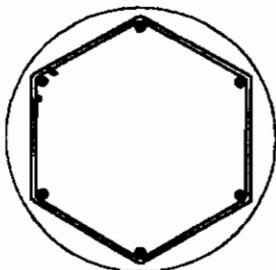


(a)

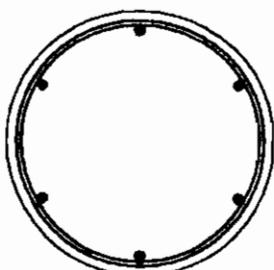
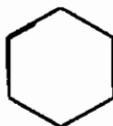


spiral

(b)
octagonal column



(a)

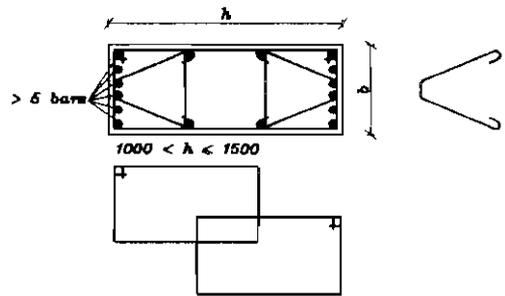
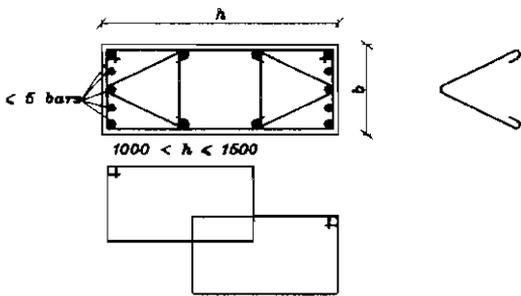
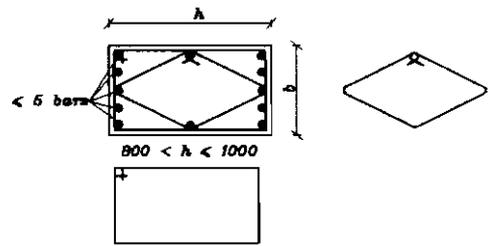
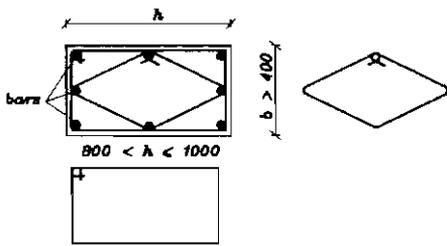
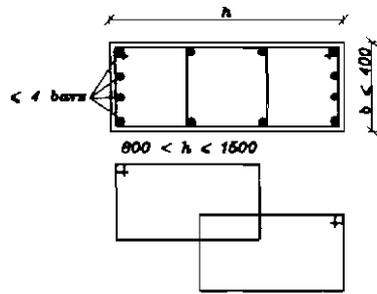
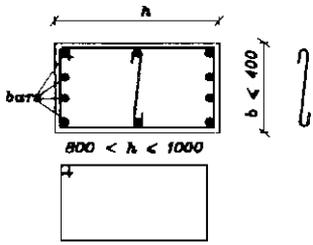
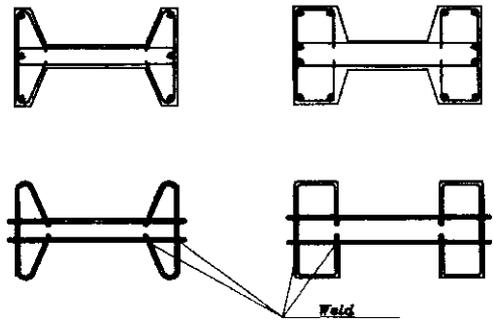
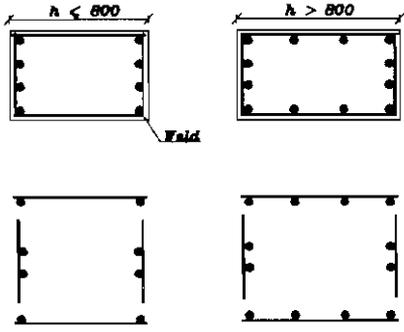


spiral

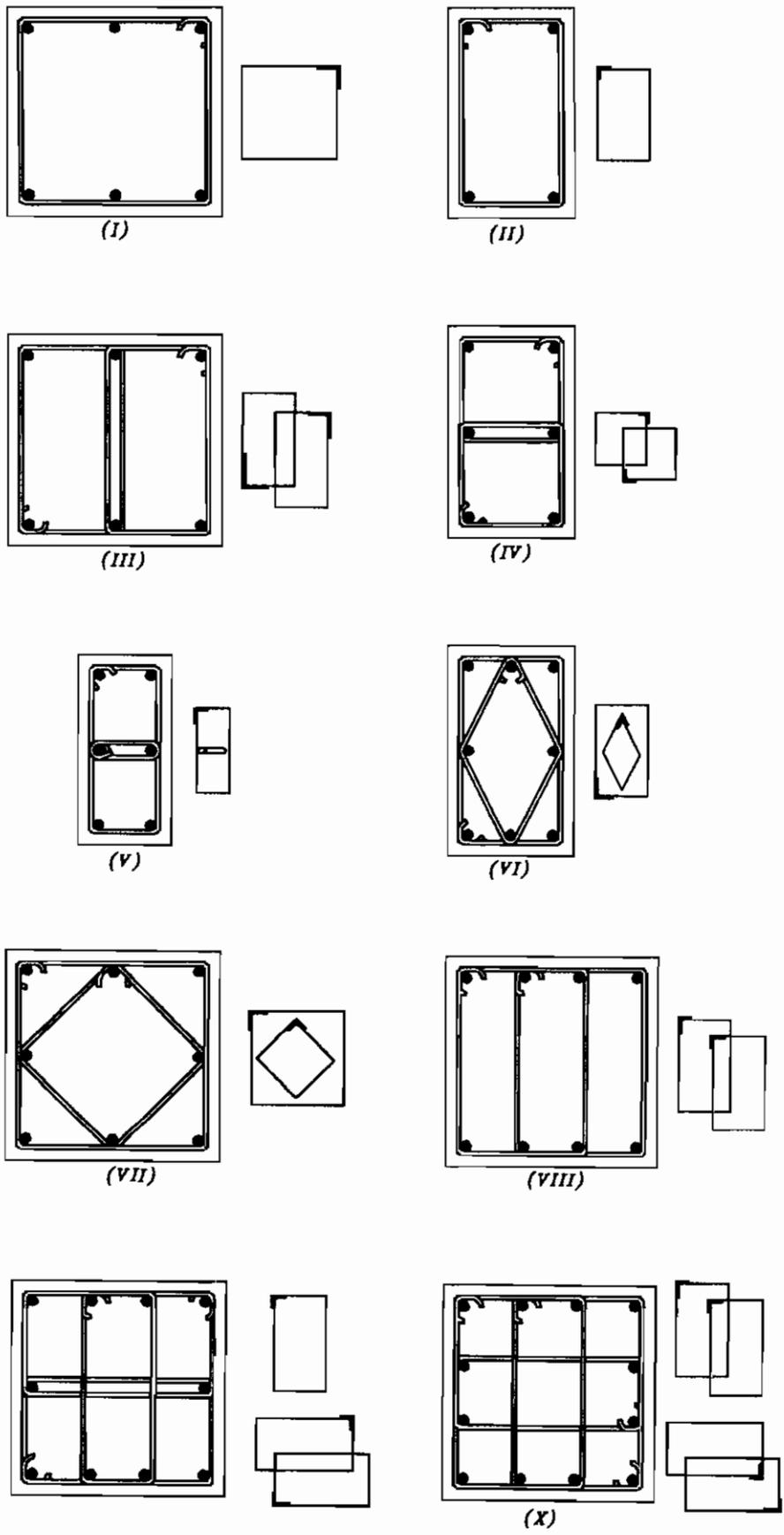
(b)
cylinder column

شکل (ع) - تابع

(a)



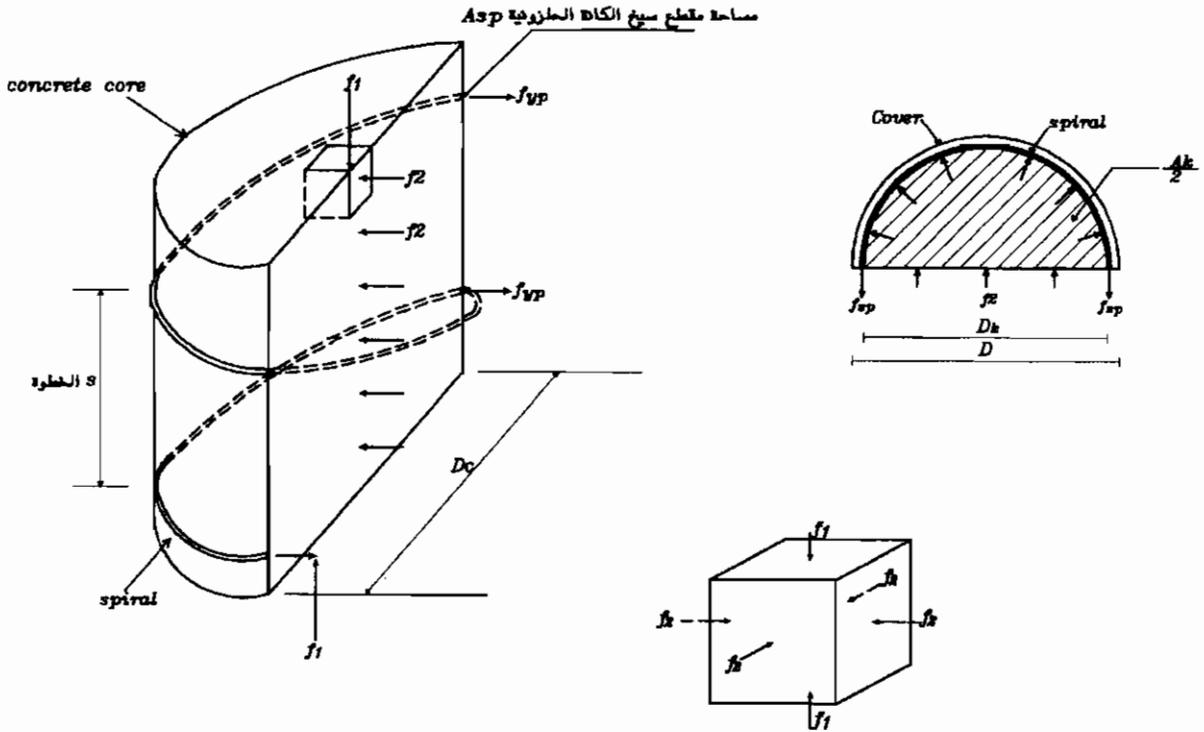
شكل (٤) - تابع



شكل (٤) - تابع

يبين شكل (٥) جزءا من عمود دائري مسلح بكافة حلزونية تحت تأثير قوي ضغط رأسية حيث يحدث انضغاط في الاتجاه الطولي للعمود (Shortens in longitudinal direction) تحت تأثير إجهاد قيمته f_1 ، ونتيجة لظاهرة الانفعال الجانبي طبقا لنسبة بواسون فإن العمود يحدث له تمدد جانبي خاصة عند الأحمال العالية (أكثر من ٧٠ % من قيمة الجهد الأقصى للاسطوانة الخرسانية القياسية) ، هذا التمدد يتم مقاومته عن طريق الكافة الحلزونية حيث يتكون إجهادات شد في هذه الحلزونه . وليحدث اتزان إنشائي فإن خرسانة قلب العمود يحدث لها انضغاط جانبي f_2 فيما يسمى بالانضغاط الثلاثي (Triaxial compression) .

والمعادلات السابقة بنيت علي أساس نتائج اختبارات معملية مكثفة أثبتت أن الكافات الحلزونية تشارك جوهريا في تحمل الأحمال الرأسية ورفع مقاومة العمود الكلية إذا ما روعيت ألا تقل عن النسبة الدينا الموضحة حيث تقوم بعمل حصر للخرسانة (by confining concrete inside the core) داخل قلب القطاع ويساعد علي انهيار غير مفاجئ مقارنة بالكافات الرابطة المفردة الغير حلزونية (tied columns) ، وهذا النوع من الكافات (الحلزونية) يسهم مساهمة فعالة في تغيير نمط انهيار العمود حيث يكون الانهيار عادة إما بسحق الخرسانة (Crushing) أو انفصال الغطاء الخارجي للعمود (Spalling) أو انبعاج الأسياخ الطولية للعمود (buckling of bars) ، وفي حالة وجود الكافات الحلزونية بالقيمة المنصوص عليها أنفا فإن الانهيار يكون تدريجيا وبعلاقات تحذير كافية (شكل رقم ٦) . (شكل رقم ٧) يبين أيضا الفرق بين انهيار عمودين أحدهما بكافات رابطة مفردة (tied column) والثاني بكافات حلزونية وكلاهما في نفس المبني الذي تعرض لزلزال عنيف عام ١٩٧١ في سان فرناندو (بالولايات المتحدة) .



حجم الكاتة منسب للخطوة $V_{sp} =$

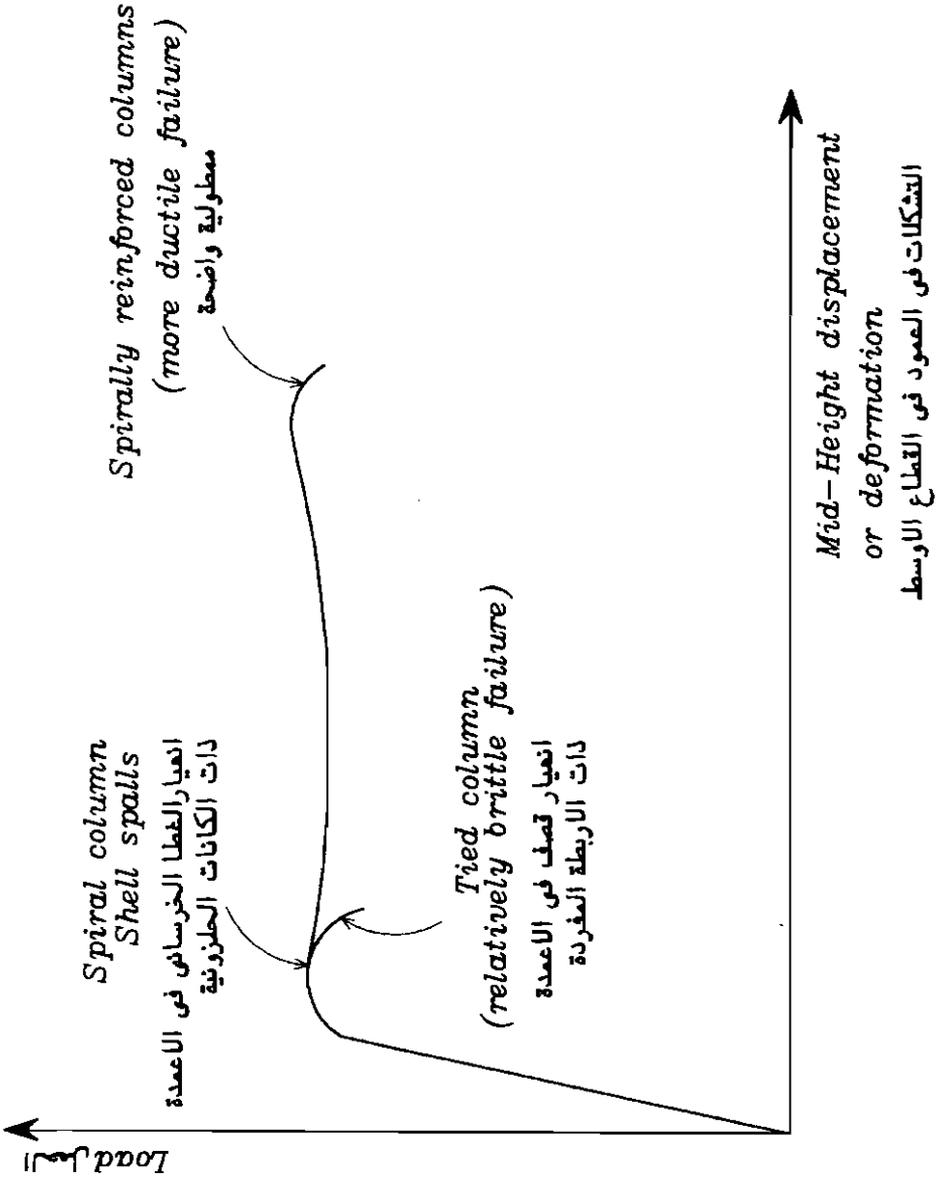
$$= \frac{\text{طول المحيط} \times \text{مساحة المقطع}}{p}$$

$$= \frac{A_{sp} \cdot \pi D_k}{p}$$

نسبة حجم حديد تسليح الكاتة $\mu_{sp} =$ $\frac{V_{sp}}{p}$
 منسبة لمساحة المقطع

شكل (٥)

العمود الدائري ذو الكاتة الحلزونية



شكل (٦)

Comparison of load-deflection behaviour of tied and spiral columns

مقارنة بين سلوك العمود المسلح بكافة حلزونية و المسلح بكافة رابطة مفردة



عمود منهار مسلح بكانات مفردة وابطه



عمود منهار مسلح بكاته حلزونية
ويظهر انحرافه جانبا بقيمة = ٥٠ سم
ومع هذا يظل مقاوما لاحمال كبيرة

شكل ٧

٣ - ٤ - ١ - ٣ : متطلبات الكود المصري في تفاصيل القطاع والتسليح :-

يشترط الكود المصري بعض الحدود التي يجب توفرها عند تصميم الأعمدة وهي :-

١ - الأبعاد الخرسانية :-

١ - ١ : أقل قطاع هندسي للعمود = ٢٠ × ٢٠ سم في حالة العمود المستطيل وأقل قطر لعمود دائري = ٢٠ سم أيضاً .

١ - ٢ : في حالة الرغبة في وضع أسياخ في الأركان فقط يجب ألا يزيد طول ضلع العمود عن ٣٠ سم .

١ - ٣ : إذا زاد طول العمود عن ٣٠ سم يجب وضع أسياخ عند الأركان بالإضافة إلى أسياخ بينية لا تزيد المسافات بينها عن ٢٥ سم .

١ - ٤ : يجب ألا تزيد المسافة بين السبخ المربوط وغير المربوط عن ١٥ سم (شكل ٨) .

٢ - التسليح :

٢ - ١ : التسليح الطولي الأدنى :

٢ - ١ - ١ : الأعمدة القصيرة المربوطة بكانات مفردة Tied Columns :

لا تقل مساحة الحديد بالقطاع عن ٠,٨ % من المساحة المطلوبة تصميمياً ، ولا

تقل مساحة الحديد بالقطاع عن ٠,٦ % من المساحة المختارة عملياً .

٢ - ١ - ٢ : الأعمدة الطويلة :

$$\mu_{min} = 0.25 + 0.052\lambda_p$$

OR :

$$= 0.25 + 0.015\lambda_t$$

٢ - ١ - ٣ : للأعمدة الدائرية :

$$\mu_{min} = 1.0\%A_c$$

OR :

$$= 1.2\%A_t$$

٢ - ٢ : التسليح الطولي الأقصى :

$$\mu \nless 4\%$$

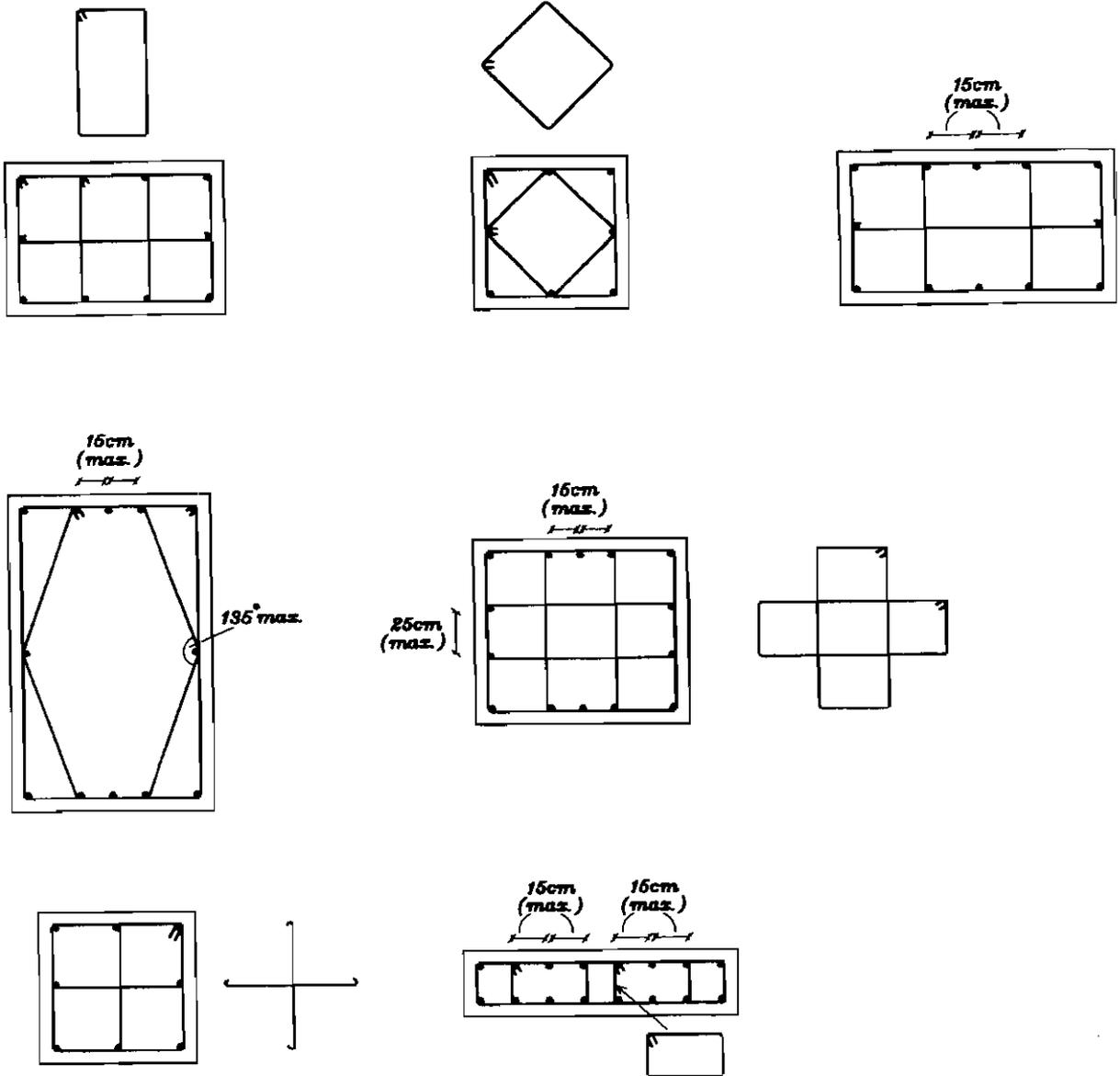
في حالة الأعمدة الداخلية

$$\mu \nless 5\%$$

في حالة الأعمدة الخارجية

$$\mu \nless 6\%$$

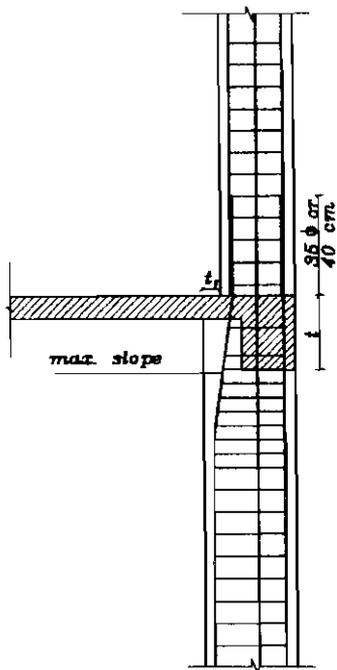
في حالة العمدة الركنية



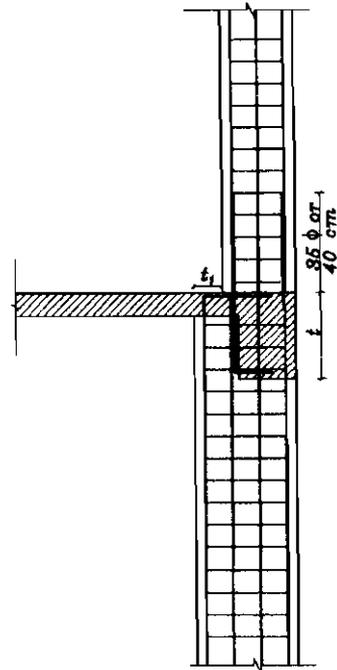
شكل (أ)

بعض اشكال الكانات و المسافات القصوى
 لربط الاسياخ الطولية

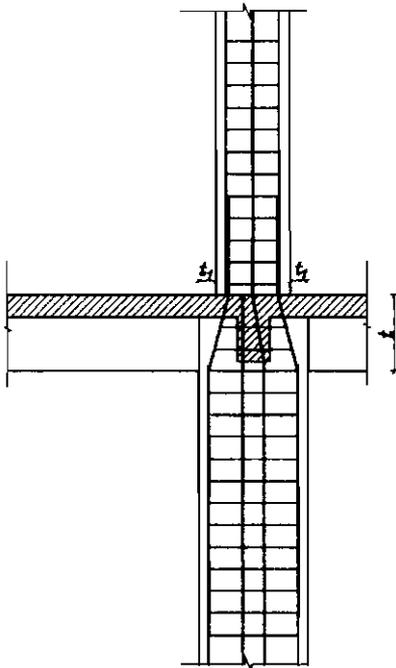
- ٢ - ٣ : يجب أن يتواجد سيخ حديد طولي علي الأقل في كل ركن من أركان العمود .
- ٢ - ٤ : لا يجوز استخدام أقطار حديد تسليح طولي أقل من ١٢ مم .
- ٢ - ٥ : لا يقل عدد الأسياخ عن ٤ في العمود المستطيل (أو المربع) ولا يقل عن ٦ أسياخ في العمود الدائري .
- ٢ - ٦ : لا يجوز أن تقل المسافة بين سيخين متتالين عن أكبر قطر مستخدم أو عن مرة ونصف المقاس الاعتيادي الأكبر للركام الكبير أيهما أكبر .
- ٢ - ٧ : عند وصل الحديد في مناطق الضغط يجب ألا يقل عن ٣٥ مرة قطر السيخ المستخدم في التسليح أو ٤٠ سم أيهما أكبر (شكل رقم ٩) .
- ٢ - ٨ : التسليح العرضي أو الجانبي (الكانات) تكون المسافة البينية بين الكانات بعضها وبعض كما يأتي : -
- أيهما أقل { ١٥ مرة أقل قطر في الأسياخ الطولية
٢٠ سم .
- ٢ - ٩ : لتحقيق ترابط جيد يجب ربط الأسياخ غير الركزية بكانات لا تزيد زاويتها عن ١٣٥° (شكل رقم ٨) بالإضافة لضرورة تحقق الشرط (١ - ٤) .
- ٢ - ١٠ : القطر الأدنى للكانة لا يقل عن ¼ أكبر قطر للأسياخ الطولية وفي كل الأحوال لا يقل عن ٨ مم .
- ٢ - ١١ : يجب ألا يقل حجم الكانات عن ٠,٢٥% من حجم الخرسانة في مسافة محددة (متر طولي مثلاً) .
- ٢ - ١٢ : يجب استمرار وجود الكانات عبر تقاطعات الكمرات (شكل رقم ٩) .
- ٢ - ١٣ : في حالة الكانات الحلزونية يجب أن تقع الخطوة بين ٣ ، ٨ سم ، وأقل قطر لها = ٨ مم .



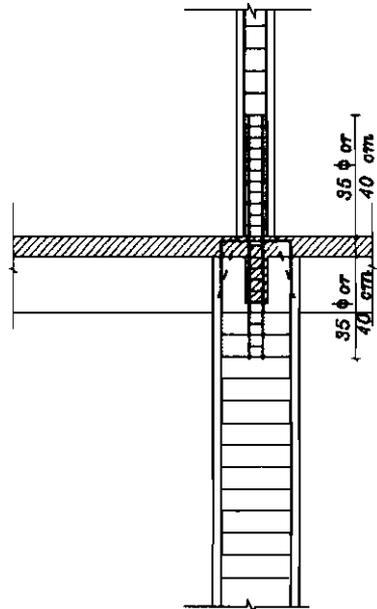
(a)
Slope < 1:6
 $t > 6t_f$



(b)
Slope > 1:6
 $t < 6t_f$



(c)
Slope < 1:6
 $t > 6t_f$

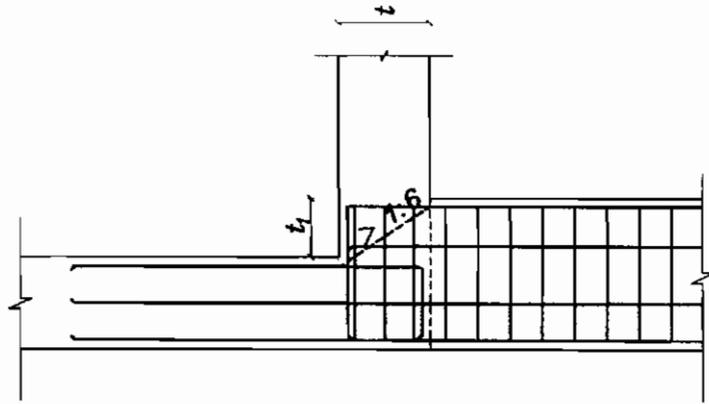


(d)
Slope > 1:6

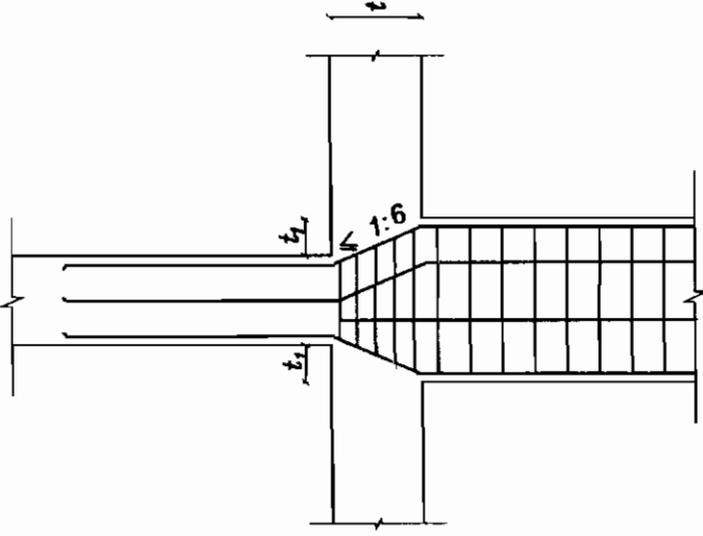
شکل (۹)

Details of column connection between floors

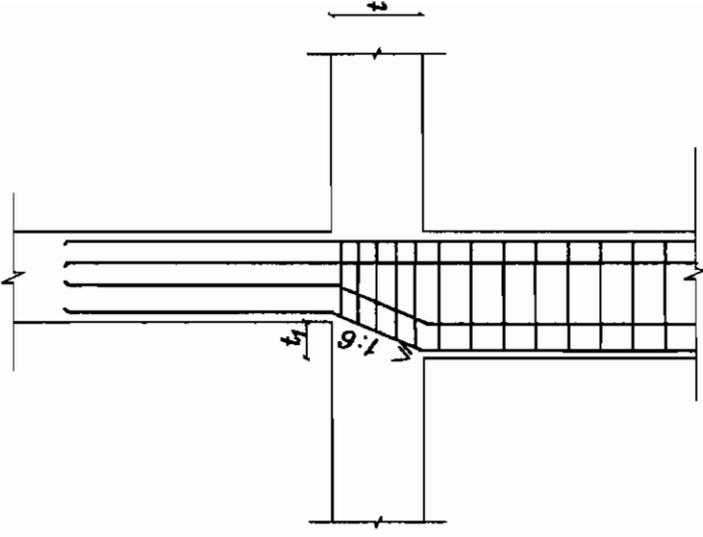
Details of Column Connections
Between Floors



(a) Slope > 1:6
(One Side)
($t < 6t_s$)



(b) Slope ≤ 1:6
(Two Sides)
($t > 6t_s$)



(c) Slope ≤ 1:6
(One Side)
($t > 6t_s$)

شکل (۹) - تابع

Example : 1

A short tied column is subjected to axial load only . the cross –sectional dimension are 30 cm * 60 cm and is reinforced with 4 ϕ 25 on each of the two faces as shown .

Calculate the maximum ultimate load can be carried.

Given : $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$.

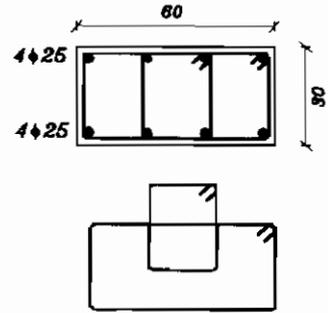
Solution:

$$A_{sc} = 8 \times 4.91 = 39.2 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 30 \times 60 = 1800 \text{ cm}^2$$

Using g.Eq. 3 yields .

$$P_u = 0.35(1800)(250) + 0.67(39.2)(3600) \\ = 157.5 + 94.7 = 252.2 \text{ ton.}$$



Example: 2

Design a short column subject to the given service load :

$$P_{D,L} = 134.3 \text{ ton}, P_{L,L} = 70.$$

$$f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2, f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

Solution:

ongitudinal reinforcement:

$$P_u = 1.4 P_{D,L} + 1.6 P_{L,L} = 300 \text{ ton, and}$$

$$P_u = 0.35 A_c f_{cu} + 0.67 A_{sc} f_y.$$

$$300 \times 1000 = 0.35 A_c (250) + 0.67 A_{sc} (3600)$$

$$\text{assume } \mu = \frac{A_{sc}}{A_c} = 1\%$$

$$300,000 = A_c (0.35 * 250 + 0.67 * 1/100 * 3600) = 111.62 A_c$$

$$\therefore A_c = 2688 \text{ cm}^2$$

$$\text{use : } b \times t = 30 \times 90$$

$$\therefore A_{sc} = 30 \times 90 \times 1/100 = 27 \text{ cm}^2$$

use (14 ϕ 16).

Lateralties :

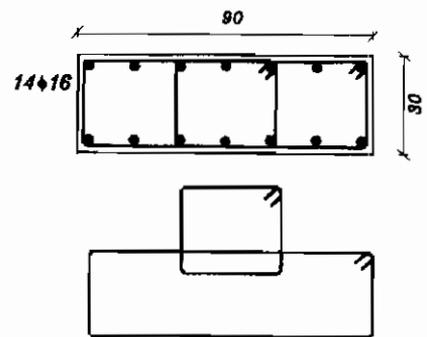
provide ϕ 8mm, spacing is the least of :

$$15 \times 1.6 = 24 \text{ cm (OR)}$$

$$30 \text{ cm. (OR)}$$

$$20 \text{ cm}$$

choose 5 ϕ 8mm / m



Example : 3

Design a circular column with spiral reinforcement subjected to the same loads as in example (2) .

Solution :

$$P_u = 0.4 f_{cu} A_c + 0.76 A_{sc} f_y$$

$$\text{assume : } \mu = \frac{A_{sc}}{A_c} = 1\%$$

$$\therefore 300,000 = A_c \left(0.4 \times 250 + 0.76 \times \frac{1}{100} \times 3600 \right)$$

$$\therefore A_c = \frac{300,000}{127.36} = 2356 \text{ cm}^2$$

use $D = 55 \text{ cm}$, $D_k = 50 \text{ cm}$.

$$A_{sc} = \frac{\pi(55)^2}{4} \times \frac{1}{100} = 23.76 \text{ cm}^2$$

use $(12 \nabla 16)$

Design of spiral reinforcement :

$$P_u = 0.35 f_{cu} A_k + 0.67 A_{sc} f_y + 1.38 V_{sp} f_{yp}$$

$$A_k = \frac{\pi(50)^2}{4} = 1963.5 \text{ cm}^2$$

$$f_{yp} = 2400 \text{ kg/cm}^2, \nabla 8 \text{ mm (mild steel)}$$

$$\therefore 300,000 = 0.35(250)(1963.5) + 0.67(24.12)(3600) + 1.38 V_{sp} (2400)$$

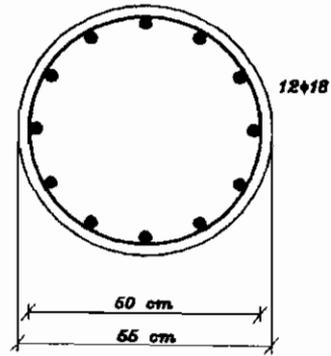
$$\therefore V_{sp} = 21.14 = \frac{\pi A_{sp} D_k}{P}$$

$$21.14 = \frac{\pi(0.503)(50)}{P}$$

$$P = 3.73 \text{ cm}$$

$$\therefore 3 \text{ cm} < P < 8 \text{ cm}$$

$$\text{let : } P = 3 \text{ cm.}$$

**Check minimum spiral reinforcement:**

$$\mu_{sp} = \frac{V_{sp}}{A_k} = \frac{21.14}{1963.5} = 0.010766$$

$$\mu_{sp(\min)} = 0.36 \left(\frac{f_{cu}}{f_{yp}} \right) \left(\frac{A_c}{A_k} - 1 \right)$$

$$= 0.36 \left(\frac{250}{2400} \right) \left(\frac{2375.83}{1963.5} - 1 \right) = 0.00787$$

$$\therefore \mu_{sp} > \mu_{sp(\min)} \rightarrow (O.K.).$$

Example: 4

A round spirally reinforced column has an overall diameter of 60 cm . the concrete cover to the spiral reinforcement is 4 cm . the spiral bar is 10 mm . concrete $f_{cu}=300\text{kg/m}^2$ and steel $f_y = 3600\text{kg/cm}^2$, $f_{yp}=2400\text{kg/cm}^2$. it is required to :

- a) Determin the center to center spacing of the spiral bars (pitch) .
- b) what is the maximum number of $\Phi 22$ longitudinal bars that can be used in that column to satisfy requirements for percentage of longitudinal reinforcement and clear distance between longitudinal bars (assume corner column and nominal maximum size of aggregate is 25 mm) .
- c) Determin the minimum longitudinal reinforcement to be used to satisfy code limitations for longitudinal reinforcement .

Solution:

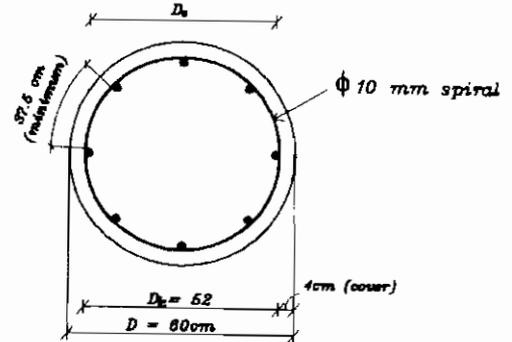
a) $D = 60\text{cm}$

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = 2826\text{cm}^2$$

$$D_k = (60 - 2(4)) = 52\text{cm}$$

$$A_k = \frac{\pi D_k^2}{4} = 2122.6\text{cm}^2$$

$$A_{sp} = 0.785\text{cm}^2$$



To satisfy minimum spiral volume requirement:

From Eq.6

$$\mu_{sp} = \frac{\pi A_{sp} D_k}{P A_k} = 0.36 \left(\frac{f_{cu}}{f_{yp}} \right) \left(\frac{A_c}{A_k} - 1 \right)$$

$$\pi \left(\frac{0.785}{2122.6} \right) \left(\frac{52}{P} \right) = 0.36 \left(\frac{300}{2400} \right) \left(\frac{2826}{2122.6} - 1 \right)$$

$$= 0.0141$$

$$\therefore P = 4.2 = 0.01418\text{cm}, 3\text{cm} < P < 8\text{cm} \rightarrow (O.K)$$

b) maximum total area of longitudinal bars :

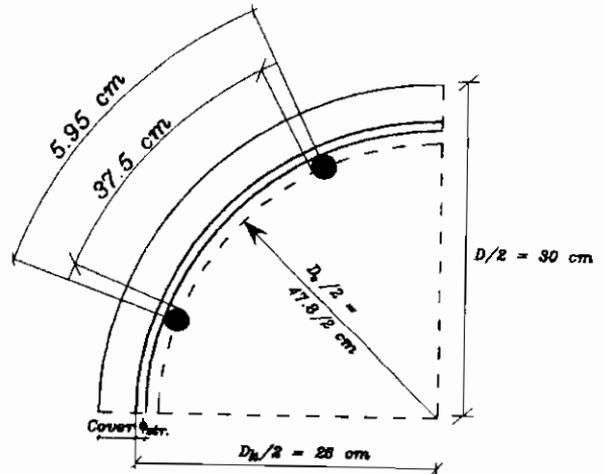
$$\text{Max. } A_{st} = 0.06 A_c = 0.06 \left(\frac{\pi \times 60^2}{4} \right) = 169.6\text{cm}^2$$

with $\Phi 22$ diameter of circle through centers of bars

$$D_s = D - 2(\text{cover}) - 2(\text{spiral diameters}) - \text{bar diameter}$$

$$= 60 - 2(4) - 2(1) - 2.2 = 47.8\text{ cm} .$$

According to the Egyptian code (Art , 7 . 3 . 3) minimum clear spacing between bars are the largest of :



$$1\frac{1}{2}(2.5) = 3.75 \text{ cm}$$

(or):

$$\phi_{\max} = 2.2 \text{ cm}$$

Least center to center of $\phi 22$ mm bars = $3.75 + 2.2 = 5.95 \text{ cm}$.

Maximum number of $\phi 22$ mm bars = $3.75 + 2.25.95 \text{ cm}$

Maximum number of $\phi 22$ mm bars to satisfy clear

$$\text{spacing requirement} = \frac{\pi D_s}{5.95} = \frac{\pi(47.8)}{5.95} = 25.2 \text{ cm.}$$

say 25 bars, providing an area $A_{st} = 25 (3.8) = 95 \text{ cm}^2 < \text{max. } A_{st} = 169.6 \text{ cm}^2$

therefore the maximum longitudinal reinforcement to be used in 60 cm diameter column is

25 $\phi 22$ bars.

$$C) \min A_{st} = 0.01 A_c = 0.01 \left(\frac{\pi \times 60^2}{4} \right) = 28.26 \text{ cm}^2$$

$$(OR) 0.012 A_k = 0.012 \left(\frac{\pi \times 52^2}{4} \right) = 25.47 \text{ cm}^2.$$

According to Art, 6.4.7 minimum number of bars to be used in circular reinforced compression members = 6, use 8 $\phi 22$ providing $A_{st} = 30.4 \text{ cm}^2$.

Example 5:

Design a spiral circular column using U.L.S.D.M assume that the column is short:

$P_{D.L} = 500 \text{ ton}$.

$P_{L.L} = 500 \text{ ton}$.

$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$, $f_{yp} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

$f_{cu} = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Solution:

Assume: $V_{sp} = 1.0\% A_k$.

$V_{sc} = 1.2\% A_k$.

$P_u = 1.4 (500) + 1.6 (500) = 1500 \text{ ton}$.

$P_u = 0.35 f_{cu} A_k + 0.67 f_y A_{sc} + 1.38 V_{sp} f_{yp}$

$1500 (1000) = A_k (0.35) 200 + 0.67 (4000) 0.012 A_k + 0.01 (1.38) (2400) A_k \dots (A)$

$A_k = 11088 \text{ cm}^2$.

$D_k = 118.8 \text{ cm}$ take.

$D_k = 120 \text{ cm}$

$A_k = 11309 \text{ cm}^2$.

$D = 125 \text{ cm}$

$A_c = 12271 \text{ cm}^2$.

$V_{sp} = 0.01 (11088) = 110.9 \text{ cm}^2$ (V_{sp} from the actual area).

$A_{sc} = 0.012 (11309) = 135.7 \text{ cm}^2$ (A_{sc} from chosen diameter).

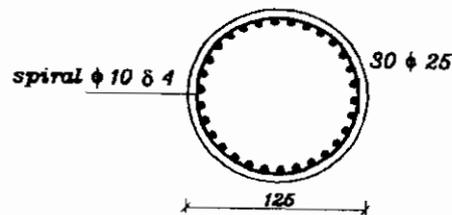
$P_u = 0.4 (f_{cu}) A_c + 0.76 A_{sc} f_y \dots \dots \dots (B)$

$P_u = 0.4 (200) (12271) + 0.76 (135.7) (4000) = 1394 \text{ ton} < 1500 \text{ ton}$

Unsafe increase D

$D = 130 \text{ cm}$

$A_c = 13273 \text{ cm}^2$.



$$D_k = 125 \text{ cm} \quad A_k = 12271 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{sc} = 0.012 (12271) = 147.2 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{sc(\text{chosen})} = (30 \text{ } \phi 25) (147.3 \text{ cm}^2) .$$

No need to check equation (A) (we can only use this equation to reduce V_{sp} from 113.1 cm^2 to 74.4 cm^2 (check only equation (B) as follows)

$$\mu_{sp(\text{min})} = 0.34 \frac{200}{2400} \left[\frac{13273}{12271} - 1 \right] = 0.00231$$

$$V_{sp(\text{min})} = 0.00231(12271) = 28.93 \text{ cm}^2 .$$

$$1500(1000) = 0.35(200)(12271) + 0.67(147.2)4000 + 1.38(2400)V_{sp}$$

$$V_{sp} = 74.5 \text{ cm}^2 > V_{sp(\text{min})} \text{(O.K).}$$

$$74.5 = \frac{\pi(125)0.785}{P}$$

Use $\phi 10 \text{ mm}$

$$P = 4.14 \text{ cm, take } P = 4 \text{ cm.}$$

$$P_u = 0.4(f_{ck})A_c + 0.76A_{sc}f_y .$$

$$P_u = (0.4)(200)(13273) + 0.76(147.2)4000 = 1509 \text{ ton} > 1500 \text{(safe).}$$

Another solution :

To A void this trails you may use the following chart and procedure :
From curve with $P_u = 1500 \text{ ton}$ get D_k .

$$D_k = 125 \text{ cm} \quad A_k = 12271 \text{ cm}^2 .$$

$$D = 130 \text{ cm} \quad A_c = 13273 \text{ cm}^2 .$$

From curve also $A_{sc} = (147.1 \text{ cm}^2) \text{(} 30 \text{ } \phi 25 \text{)(} = 1.2 \% A_k \text{) .}$

$$1500 (1000) = 0.35 (200) (12271) + 0.67 (147.1) 4000 + 1.38 (2400) V_{sp}$$

$$V_{sp} = 74.4 \text{ cm}^2 > V_{sp(\text{min})} (28.39 \text{ cm}^2) \text{(from table A)}$$

$$74.5 = \frac{\pi(125)0.785}{P}$$

$$P = 4.14 \text{ cm, take } P = 4 \text{ cm}$$

$$P_u = (0.4)(200)(13273) + 0.76(147.1)4000 = 1509 \text{ ton} > 1500 \text{(safe).}$$

Example 6 :

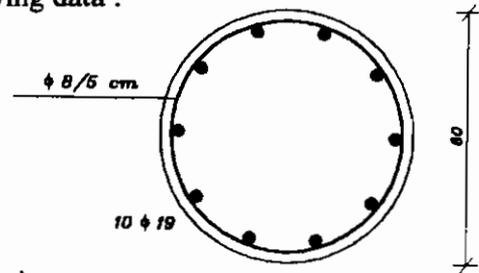
Design a short spiral circular column with the following data :

$$P_u = 320 \text{ ton} .$$

$$D = 60 \text{ cm} .$$

$$f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2 , f_{yp} = 2800 \text{ kg/cm}^2 .$$



Solution :

$$P_u = 0.4 (f_{cu}) A_c + 0.76 A_{sc} f_y .$$

$$320 (1000) = 0.4 (250) (\pi 60^2 / 4) + 0.76 (2800) A_{sc} .$$

$$A_s = 17.5 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{s(\min)} = 1.2 \% A_k .$$

$$A_{s \min} = 0.012 (\pi 55^2 / 4) = 28.5 , \text{ Or : from chart for } D_k = 55 A_{sc(\min)} = 28.5 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Take } A_{s(\min)} = 28.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (10 \text{ } \emptyset 19 A_s = 28.3 \text{ cm}^2) .$$

$$P_u = 0.35 f_{cu} A_k + 0.67 f_y A_{sc} + 1.38 V_{sp} f_{yp} .$$

$$320 (1000) = 0.35 (250) (\pi 55^2 / 4) + 0.67 (28.3) (2800) + 1.38 (2800) V_{sp} .$$

$$V_{sp} = 15.2 \text{ cm}^2 > V_{sp(\min)} (13.7 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{from table A .}$$

Use $\emptyset 8$ stirrups .

$$15.2 = \frac{\pi(55)0.5}{P} \dots\dots\dots P = 5.65 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{take } P = 5) .$$

- يلاحظ أن الأمثلة السابقة تم مراعاة أن تكون فيها الأعمدة قصيرة في معطيات المسألة ، ولكن بصفة عامة هناك بعض الفحوص الهندسية التي يجب إجراؤها على الأعمدة قبل تصميمها وهي : -

٣ - ٤ - ١ - ٥ : الأعمدة المقيدة وغير المقيدة :

يعتبر المبني إذا ما توافرت فيه عناصر خرسانية ذات مقاومة عالية للأحمال الجانبية تعطيه مقاومة ضد الانحراف الجانبي Lateral deflection مقيداً ، وهذه العناصر قد تكون حوائط القص Shear walls أو الأعمدة نفسها المتصلة بعناصر مقاومة الرياح Lateral wind bracing أو الحوائط المحيطة بالسلاّم والمصاعد وهي (حوائط قلب المبني) (Core) مما يحقق جساءة كبيرة في المبني ينتج عنها عدم وجود حركة جانبية نسبية Relative lateral displacement ، بين قمة العمود وقاعدته شكل (١٠ ، ١١) ويمكن معرفة ما إذا كان المبني وبالتالي أعمدته مقيدة أم غير مقيدة بحساب معامل القيد Bracing factor : حيث :

$$\alpha = H \left(\sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \right) \leq 0.6 (n \geq 4) .$$

$$\alpha = H \left(\sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \right) \leq 0.2 + 0.1n (n > 4) .$$

حيث :

- H = ارتفاع المبني كله من ظهر القواعد ، حتى ظهر آخر بلاطة سقف .
- N = إجمالي الأحمال الرأسية للمبني
- Flexural rigidity $\sum EI$ = مجموع جساءة الانحناء
- لكل عناصر المبني الرأسية .
- n = عدد أنوار المبني

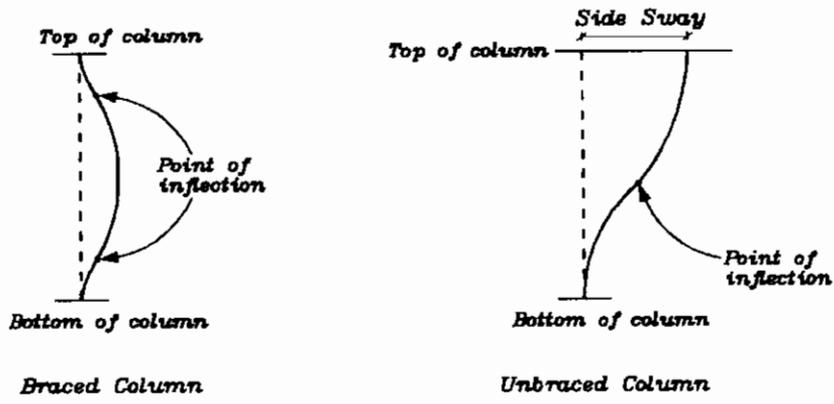
٣ - ٤ - ١ - ٦ : الارتفاع الفعال H_e :

وهو نسبة من الارتفاع الظاهري للعمود وهو المسافة بين نقطتي الانقلاب Inflection points

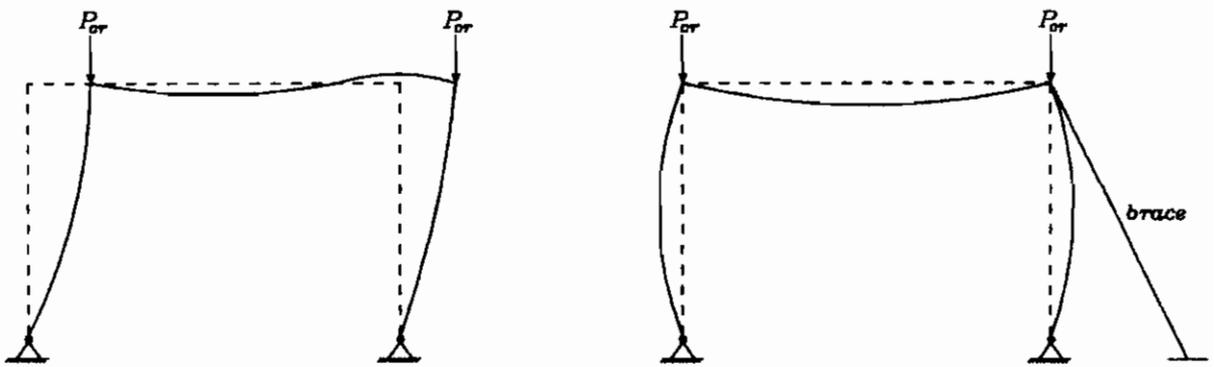
$$H_e = KH_o \quad \text{حيث : (شكل ١٢)}$$

حيث : K معامل يتوقف على حالة تثبيت قمة وقاعدة العمود .

H_o : هو الارتفاع الظاهري للعمود .



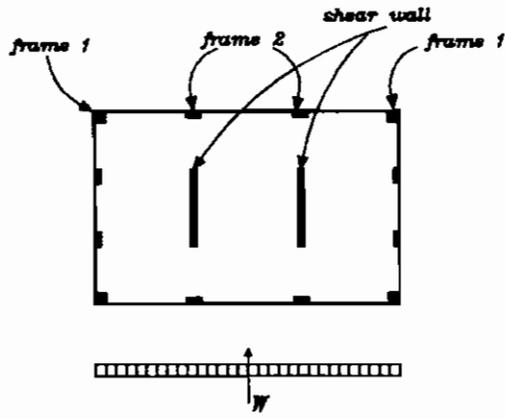
(a) Buckling of a column in a building



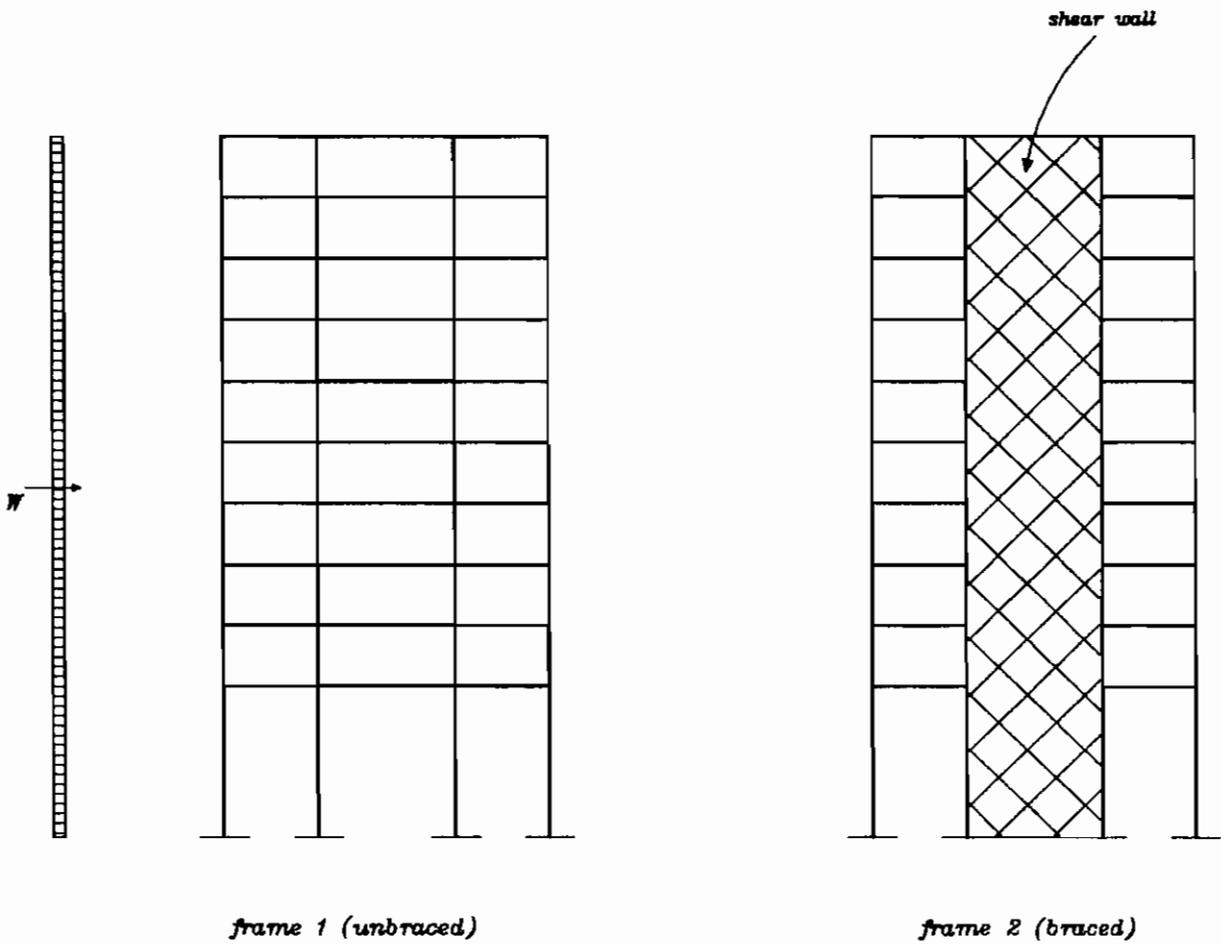
(b) Rigid frame buckling

شکل (۱۰)

Braced and unbraced compression member



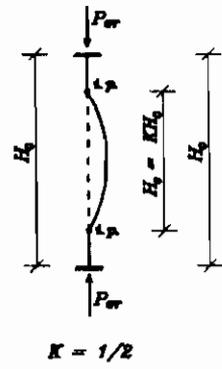
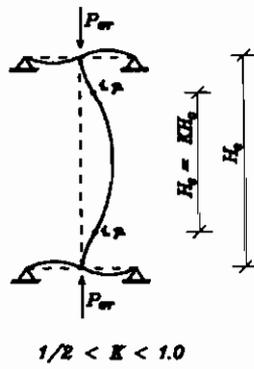
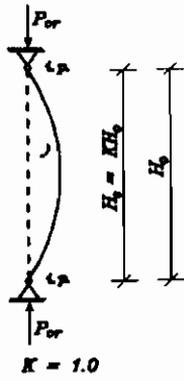
(a) Simplified plan of structure



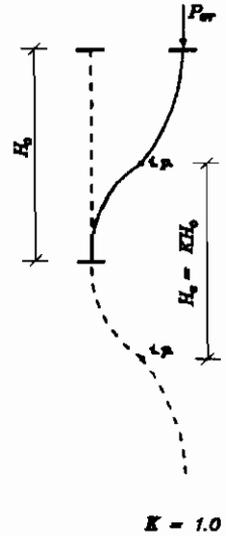
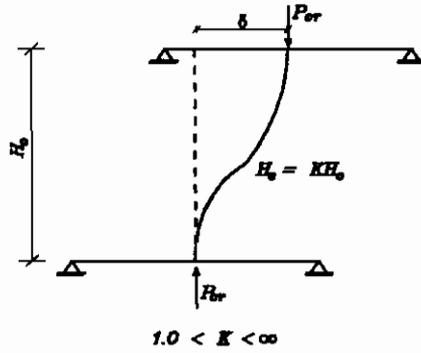
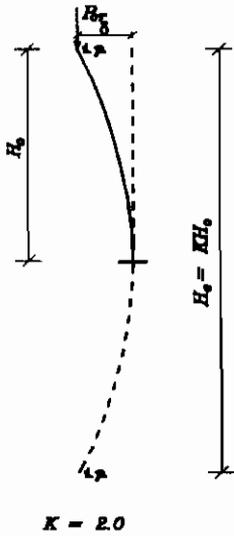
(b) Elevation showing braced and unbraced frame

شکل (۱۱)

Frame - shaer wall structure



(a) Braced column ($P_{cr} = \pi^2 EI / (KH_0)^2$)



(b) Unbraced column ($P_{cr} = \pi^2 EI / (KH_0)^2$)

شکل (۱۷)

*Buckling and effective length
of axially loaded column*

- وتبين الأشكال (١٢ ، ١٣) حالات مختلفة لأعمدة مقيدة وغير مقيدة مثبتة وغير مثبتة وقد تم تجميع كل هذه الحالات في الجدولين الآتيين لتحديد قيمة K :

جدول (٣)

في حالة الأعمدة المقيدة $K \leq 1.0$

حالة الطرف السفلي			حالة الطرف العلوي
٣	٢	١	
٠,٩٠	٠,٨٠	٠,٧٥	١
٠,٩٥	٠,٨٥	٠,٨٠	٢
١,٠٠	٠,٩٥	٠,٩٠	٣

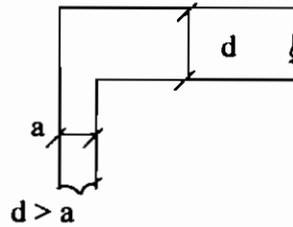
جدول (٤)

في حالة الأعمدة غير المقيدة $K > 1.0$

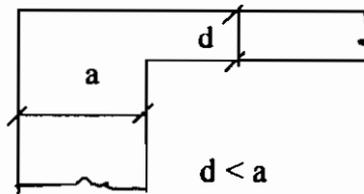
حالة الطرف السفلي			حالة الطرف العلوي
٣	٢	١	
١,٦٠	١,٣٠	١,٢٠	١
١,٨٠	١,٥٠	١,٣٠	٢
--	١,٨٠	١,٦٠	٣
--	--	٢,٢	٤

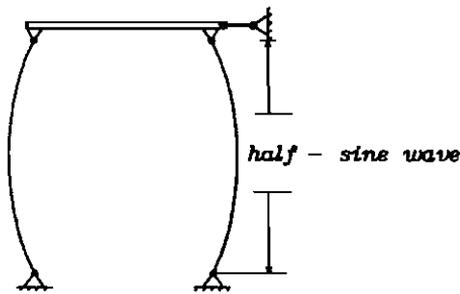
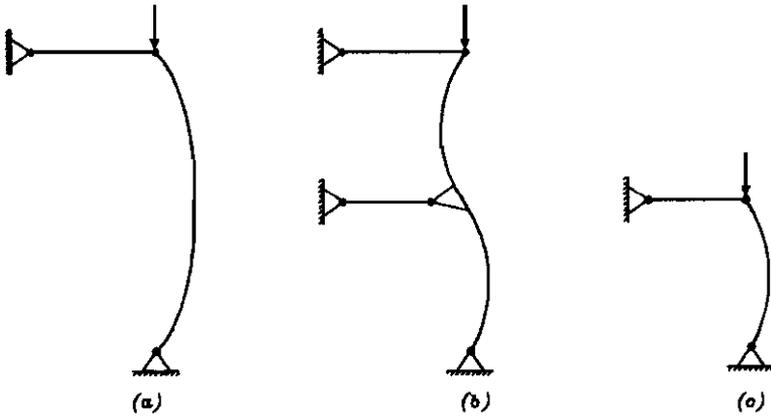
٣ - ٤ - ١ - ٧ : حالة تثبيت الأطراف العلوية والسفلية للعمود .

حالة (١) : تثبيت كلي :

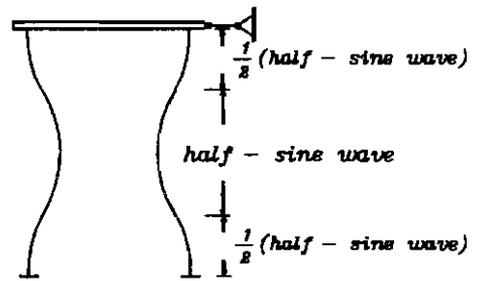


حالة (٢) : تثبيت جزئي :



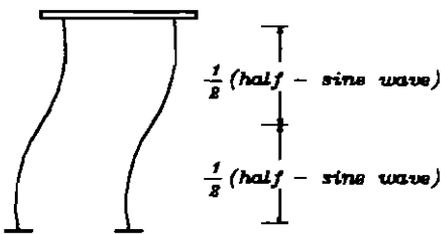


(a) $n = 1, Kl = l$

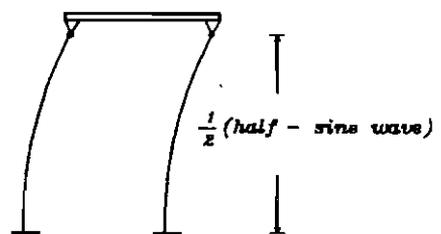


(b) $n = 2, Kl = \frac{1}{2}l$

Frames braced against sidesway



(c) $n = 1, Kl = l$



(d) $n = \frac{1}{2}, Kl = 2l$

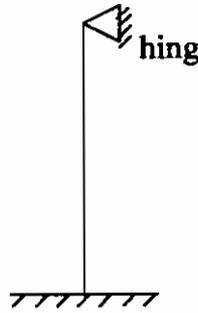
Frames free to sway laterally

شكل (١٣)

الطول الفعال للاعمدة

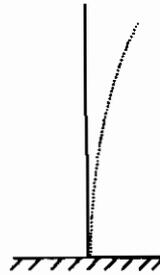
حالة (٣) :

طرف العمود متصل بأعضاء لا تمنع الدوران ولكن تمنع الحركة نسبياً .



حالة (٤) :

طرف العمود حر الحركة .



يوضح شكل الحالات المختلفة لطريقة تثبيت العمود بالكمرة وتأثير ذلك على الارتفاع الفعال ، وطبقاً لرقم الحالة يتم استخدام أحد الجدولين السابقين لتحديد قيمة K وبالتالي تحديد قيمة الارتفاع الفعال حيث :-

$$H_e = KH_o$$

ويمكن استنتاج المعامل K من المعادلات الرياضية كما يأتي :

في حالة الأعمدة المقيدة Braced Columns :

$$H_e = H_o [0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2)]$$

OR :

$$H_e = H_o [0.85 + 0.05 \alpha_{\min}]$$

في حالة الأعمدة غير المقيدة Unbraced Columns :

$$H_e = H_o [1.0 + 0.15(\alpha_1 + \alpha_2)]$$

OR :

$$H_e = H_o [2.0 + 0.3 \alpha_{\min}]$$

$$\text{Where } \alpha = \frac{\Sigma (E_c I_c / H_o)}{\Sigma (E_c I_b / L_b)}$$

E_c = Young's modulus of concrete

I_c = Intertia of column

I_b = Intertia of beam .

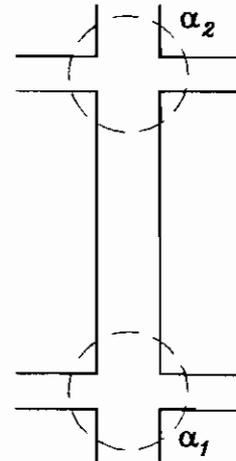
H_o = Appearance hight.

$\Sigma E_c I_c$ = Sum. of columns steffnesses at joint .

$\Sigma_c I_b$ = Sum. of beams steffnesses at joints.

L_b = Clear span of beam

α_{\min} = The least of α_1 , α_2

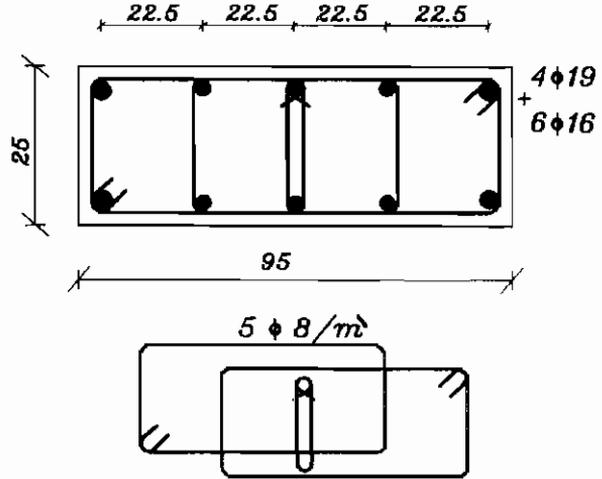


Example 7:

Using U.L.S.D.M design the R.C tied column if it is fixed from both ends and may be assumed braced:

Data:

- Loads due to D.L. $P_{D.L} = 100$ t.
- Loads due to L.L. $P_{L.L} = 63$ t.
- Concrete strength $f_{cu} = 250$ kg/cm².
- Column height $H_o = 4.0$ m .
- Column width $b = 0.25$ m .
- Steel yield stress $f_y = 2400$ kg/cm².



Solution:

From the E.C 89 table (6 - 9) , case fixed braced column from both ends :-

$K = 0.75$.

$H_e = 0.75 * 4.0 = 3.0$ m .

$\lambda_b = H_e / b = 3 / 0.25 = 12 < 15$ table (6 - 7) the column is short .

Assume that the area of steel (A_{sc}) to be equal to (1%) area of concrete section (A_c) .

$P_u = 1.4 P_{D.L} + 1.6 P_{L.L}$

$P_u = 1.4 * 100 + 1.6 * 63 = 240.8$ t .

$P_u = 0.35 f_{cu} A_c + 0.67 f_y A_{sc}$.

$240.8 * 1000 = A_c (0.35 * 250 + 0.67 * 2400 * 0.01)$.

$A_c = 2324.7$ cm² . $\therefore b = 25$ $\therefore a = 93$ cm

Take column cross section $25 * 95$ cm .

$A_{sc} = 0.01 * 93 * 25 = 23.25$ cm² .

$> .008 * 25 * 93$.

$> .006 * 25 * 95$.

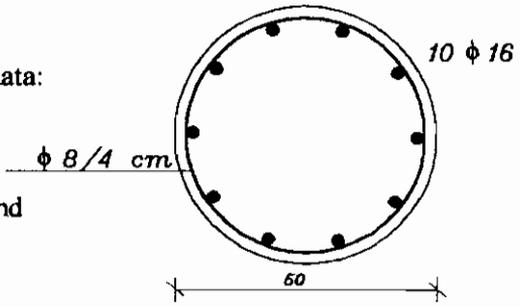
A_{sc} chosen = $4 \text{ } \emptyset 19 + 6 \text{ } \emptyset 16$ (A_s chosen = 23.4 cm²) .

Choose $5 \text{ } \emptyset 8 / m$ as stirrups.

Example 8 :

Design a braced spiral column using the following data:

$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $f_{yp} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.
 $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$, $P_u = 240 \text{ ton}$.
 $H_o = 3.5$ assume that the column is fixed from top and hinged from bottom .



Solution:

From chart $D_k = 45 \text{ cm}$, $A_{sc} = 19.56 \text{ cm}^2$ ($A_{s(chosen)} = 20 \text{ cm}^2$ (10 $\phi 16$)

Check on λ , $k = 0.9$ table (6 - 9) for braced circular column in the E.C.89

$H_e = 3.5 (0.9) = 3.15 \text{ m}$.

$\lambda = 3.15 / .5 = 6.3 < 12$ short column (No additional moments) .

$P_u = 0.35 f_{cu} A_k + 0.67 f_y A_{sc} + 1.38 V_{sp} f_{yp}$.

$240 * 1000 = 0.35 (\pi 45^2 / 4) 250 + 0.67 (3600) 19.56 + 1.38(2400)V_{sp}$

$V_{sp} = 16.2 \text{ cm}^2 > V_{sp \text{ min}} (13.2 \text{ cm}^2)$ (table A) .

Use $\phi 8 \text{ mm}$, as stirrups .

$$16.2 = \frac{\pi(45)0.502}{P} \dots\dots P = 4.36 \text{ cm} \dots \text{Take } P = 4 \text{ cm}$$

check : $P_u = 0.4(\pi 50^2 / 4)250 + 0.76(3600)19.56 = 249.8 \text{ t} > 240 \text{ t} \dots \dots \text{Safe}$.

Example 9 :

Check if the building shown in fig is considered braced or unbraced .

Data :

No . of floors = 6 floors .

Total building height = 19 m .

$C_1 = 40 * 40 \text{ cm}$, total load / floor = 15 ton .

$C_2 = 25 * 60 \text{ cm}$, total load / floor = 32 ton .

Core thickness = 30 cm .

Core load = 40 ton / floor .

Concrete strength $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Solution :

Total load = $6 (4 (15) + 6 (32) + 40) = 1752 \text{ ton}$.

Inertia about X-X axis for C_1 & C_2 .

I_x for $C_1 = 40 * 40^3 / 12 = 213.333 \text{ cm}^4$.

I_x for $C_2 = 25 * 60^3 / 12 = 450.000 \text{ cm}^4$.

Inertia about Y - Y axis for C_1 & C_2 :

I_y for $C_1 = 40 * 40^3 / 12 = 213.333 \text{ cm}^4$.

I_y for $C_2 = 60 * 25^3 / 12 = 78.125 \text{ cm}^4$.

C.G for the core :

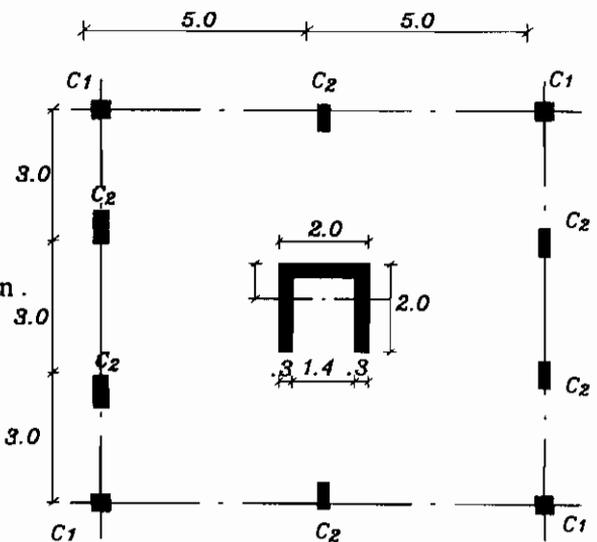
$A_1 = 30 * 200 = 6000 \text{ cm}^2$.

$A_2 = 30 * 140 = 4200 \text{ cm}^2$.

$A_{\text{total}} = 2 * 6000 + 4200 = 16200 \text{ cm}^2$.

$Y = (2 * 6000 * 100 + 4200 * 15) / 16200 = 77.96 \text{ cm}$.

$$I_x = 2 [30 * 200^3 / 12 + 6000 (100 - 77.96)^2] + 140 * 30^3 / 12 + 4200(77.96-15)^2 = 62792777 \text{ cm}^4$$



$$I_y = 2 (200 * 30^3 / 12 + 6000 (85)^2 + 30 * (140)^3 / 12 = 94.460.000 \text{ cm}^4 .$$

$$I_x \text{ total} = 4 (213.333) + 6(450.000) + (62.792.777) = 66.346.110 \text{ cm}^4 .$$

$$I_y \text{ total} = 4 (213.333) + 6(78.125) + (94.460.000) = 95.782.082 \text{ cm}^4 .$$

$$E = 14000 \sqrt{250} = 221359 \text{ kg/cm}^2 = 221 \text{ t/cm}^2 \dots \dots \dots \text{EQ. (4-61)}$$

In x - direction (around Y - axis) the inertia is taken a bout y axis .

In y - direction (around X - axis) the inertia is taken a bout x axis .

$$\alpha = H \sqrt{\frac{\sum N}{\sum BI}}$$

As the building more than four stories then it will considered braced only if :

$$\alpha \leq 0.6$$

$$\alpha_y = 1900 \sqrt{\frac{1752}{221 \times 66.346.110}} = 0.654 > 0.6 (\text{unbraced}).$$

$$\alpha_x = 1900 \sqrt{\frac{1752}{221 \times 95.782.082}} = 0.54 < 0.6 (\text{braced}).$$

The building is considered unbraced in Y direction (around X axis) .

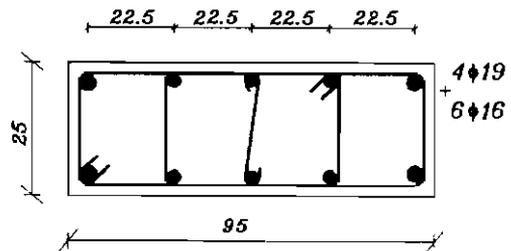
The building is considered braced in X direction (around Y axis) .

Example 10 :

Using W.S.D.M design the R.C.tied column if it is fixed from both ends and may be braced .

Data :

- Loads due to D.L. $P_{D.L.} = 100 \text{ t} .$
- Loads due to L.L. $P_{L.L.} = 63 \text{ t} .$
- Concrete strength $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2 .$
- Column height $H_0 = 4.0 \text{ m} .$
- Column width $b = 0.25 \text{ m} .$
- Steel yield stress $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 .$



Solution :

From table (6-9), case of fixed column from both ends : $K = 0.75 .$

$$H_e = 0.75 * 4.0 = 3.0 \text{ m} .$$

$$\lambda_b = H_e / b = 3 / 0.25 = 12 < 15 \text{ the column is short , table (6-7) .}$$

Assume that the area of steel to be equal to (1 %) concrete section (A_c)

$$P_w = P_{D.L.} + P_{L.L.} = 100 + 63 = 163 \text{ tons} .$$

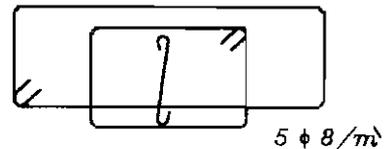
$$P_w = f_{co} A_c + 0.44 f_y A_{sc} .$$

$$163000 = 60 A_c + 0.44 (2400 * 0.01 A_c)$$

$$A_c = 2310 \text{ cm}^2 . \quad t = 2310 / 25 = 92.4 \text{ cm} .$$

Take column cross section $25 * 95 \text{ cm} .$

$$A_{sc} = 0.01 (92.4 * 25) = 23.1 \text{ cm}^2 .$$



$$> (0.008 * 25 * 92.4)$$

$$> (0.006 * 25 * 95) .$$

$$A_s \text{ chosen} = 4 \text{ } \varnothing 19 + 6 \text{ } \varnothing 16 \dots\dots\dots (A_s \text{ chosen} = 23.4 \text{ cm}^2) .$$

$$\text{Min . volume of stirrups} = 0.25 * 25 * 95 * 100 / 100 = 593.75 \text{ cm}^3 .$$

$$\text{Actual volume} = 0.503 * 5 (5 * 20 + 2 * 92.5 + 2 * 45) = 943.123 \text{ cm}^3$$

$$> \text{min vol . } \dots\dots\dots (\text{O.K}) .$$

Note According to E.C.89 distance between bars should not be more than (30 cm) .

٣ - ٤ - ٢ : الأعمدة الطويلة (النحيفة) :

- يصبح العمود نحيفاً إذا زادت نسبة نحافته عن الواردة بالجدول رقم (٢) و بحيث لا تزيد تلك النسبة عن الواردة بالجدول رقم (٥) .

جدول (٥)

جدول النحافة للأعمدة الطويلة

λ_i	λ_b		معامل النحافة حالة الأعمدة
	○	□	
100	25	30	مقيد
70	18	23	غير مقيد

ويلاحظ أننا دائماً في حالة الأعمدة الغير مقيدة نتحفظ أكثر بجعل نسبة النحافة المسموح بها لا تزيد عن قيمة أقل من نظيرتها في حالة الأعمدة المقيدة .

ويبين (شكل رقم ١٤) حالة عمود نحيف ذي انحناء مفرد Single Curvature تحت تأثير قوي الضغط ونسبة نحافته أعلى من قيم العمود القصير وبالتالي فالمتوقع أن يحدث له انبعاج قبل وصول خامات العمود (الخرسانة والحديد) إلى حالة الحدود Limit state of material failure . مثل هذا العمود يصمم باعتباره معرضاً لحمل محوري بالإضافة إلى عزم الانحناء الأصلي .

$$\text{الواقع عليه } M_o = p.e \text{ مضافاً إليه عزم انحناء إضافة } M_{add} \text{ قيمة } = P.\delta .$$

حيث : الحمل المحوري الانضغاطي = P .

$$\text{قيمة الانبعاج } \delta = \frac{\lambda_b^2 b}{2000} .$$

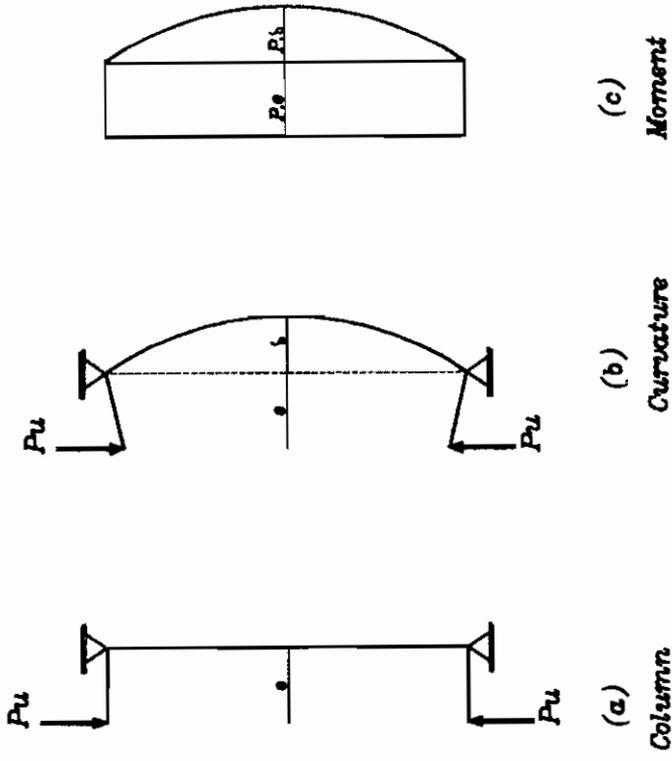
وعليه يصمم العمود علي عزم انحناء = M_c .

حيث :

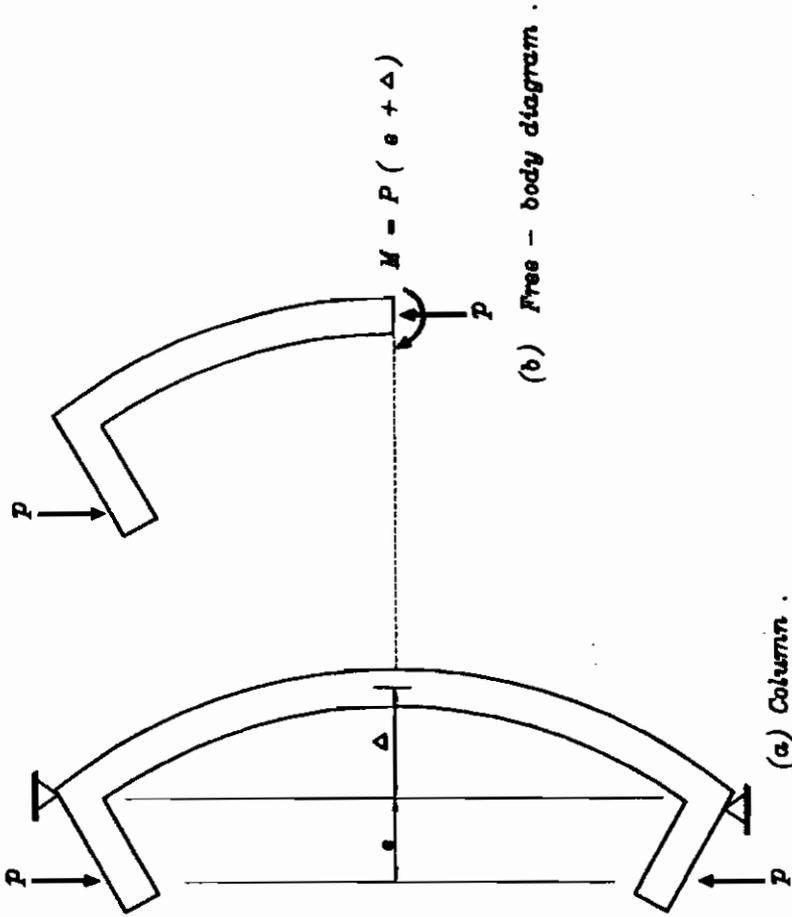
$$M_c = M_o + M_{add}$$

$$M_c = P.e + P.\delta$$

ويحدث هذا العزم عند منتصف ارتفاع العمود الفعال حيث تحدث أكبر قيمة للانبعاج .



Single curvature column



شكل (١٤)

القوى و المزوم على عمود نحيف

٣ - ٤ - ٢ - ١ : حالات الأعمدة النحيفة المقيدة :

يبين (شكل رقم ١٥) حالات تجميع العزم التصميمي لأعمدة نحيفة ومقيدة حيث يمكن وضع بعض التعريفات .

- العزم الأصغر علي طرفي العمود = M_1 .

- العزم الأكبر علي طرفي العمود = M_2 .

- العزم الأصلي علي العمود = M_i .

$$- 0.4 M_1 + 0.6 M_2 > 0.4 M_2$$

٣ - ٤ - ٢ : حالات الأعمدة النحيفة الغير مقيدة :

يبين (شكل رقم ١٦) حالات تجميع العزم التصميمي لأعمدة نحيفة وغير مقيدة حيث يمكن الاستفادة من نفس التعريفات بالبند السابق ، وتكون قيمة العزم الإضافي في هذه الحالة :

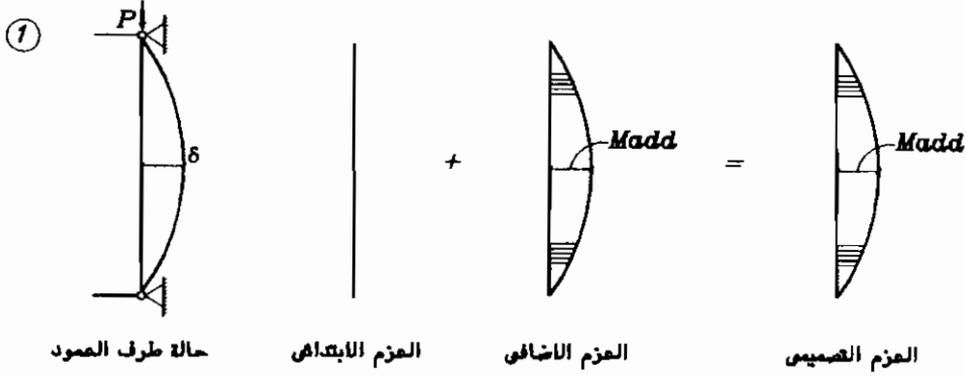
$$M_{add} = P \cdot \delta_{av}$$

حيث : الانبعاج المتوسط = δ_{av}

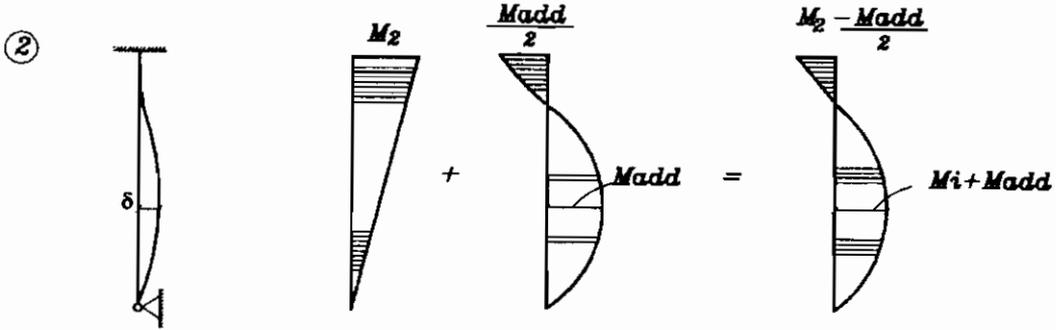
$$\delta_i = \frac{\lambda_{ib}^2 * b}{2000} = \text{حيث}$$

ويلاحظ أنه يمكن إهمال δ للعمود الذي يزيد انبعاجه عن ضعف δ_{av} .

Ⓐ Slender braced Columns

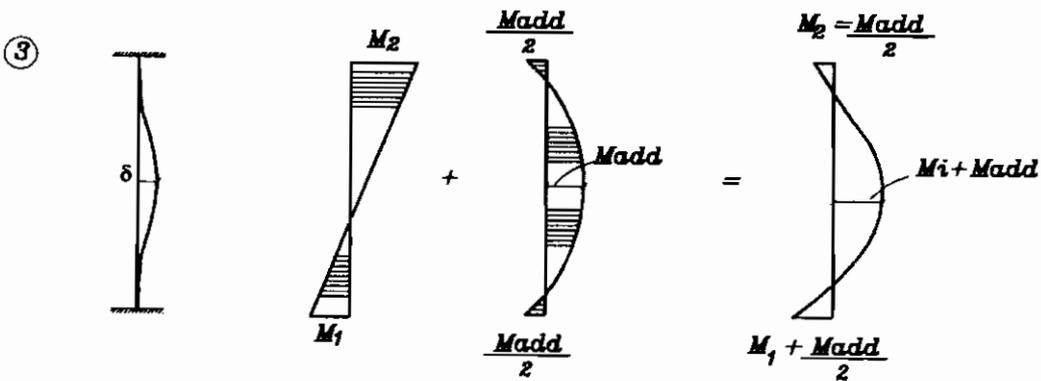


M_{add}



$$M_i = 0.4M_1 + 0.6M_2 \geq 0.4M$$

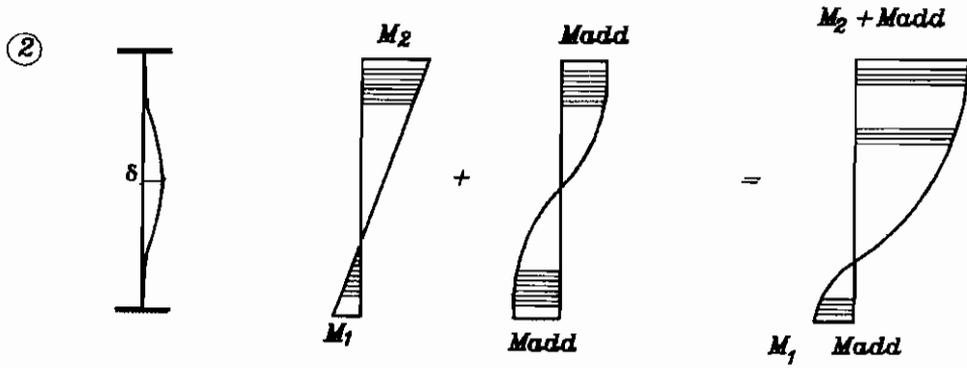
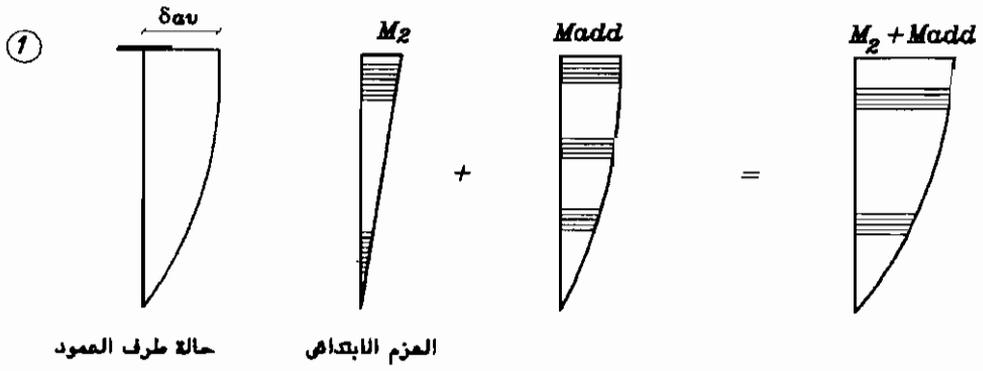
ايضا اكبر M_2 or $M_i + M_{add}$



ايضا اكبر M_2 or $M_i + M_{add}$ or $M_1 + \frac{M_{add}}{2}$

شكل (١٥)

(b) Slender unbraced Columns



$M_2 + M_{add}$

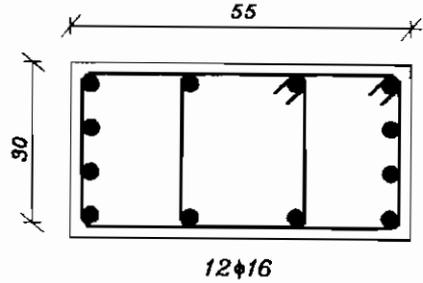
شكل (١٦)

Example 11 :

Using U.L.S.D.M the unbraced R.C. tied column using the following data :

Data:

Total loads $P_u = 150 \text{ ton} .$
 Steel yield stress $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 .$
 Concrete strength $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2 .$
 Column height $H_o = 4.0 \text{ m} .$
 The lower end is hinged, and the upper end is fixed.



Solution:

From table upper end (case 1) & lower end (case 3) .
 $K = 1.6 , H_e = 1.6 * 4.0 = 6.4 \text{ m.}$ start design with , $b = 25 \text{ cm} .$
 $H_e/b = 6.4 / 0.25 = 25.6 > 23 .$

Change column dimension , assume $b = 30 \text{ cm} .$
 $\lambda_b = 6.4 / 0.30 = 21.33 < 23(\text{long column}).$

$$\mu_{min} = 0.25 + 0.052 * 21.33 = 1.36\%$$

$$e = \delta = \delta_{av} = \lambda_b^2 * b / 2000 = (21.33)^2 (0.30) / 2000 = .0682 \text{ m.}$$

$$M_{u(added)} = P * \delta_{av} = 150 * .0682 = 10.23 \text{ m.t.}$$

The column is subjected to normal force and bending moments (eccentric section):

$$e / b = 0.0682 / 0.3 = 0.227 .$$

$$\mu = P f_{cu} 10^{-5} .$$

$$0.0136 = P (250) 10^{-5} \dots\dots\dots P = 5.4 .$$

Using chart No . 14, page 19, $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2 , \zeta = 0.9 .$

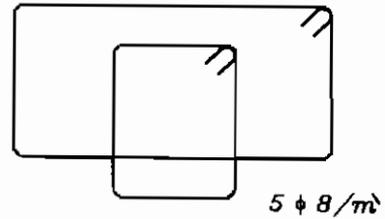
Enter the chart with $e / b = 0.227 , P = 5.4 ,$ we find that $K = 0.38$ and $K (e / t) = 0.085 .$

$$0.38 = \frac{150(1000)}{250(30)t}$$

$$t = 52.6 \text{ cm} , \text{ take } t = 55 \text{ cm} ,$$

$$A_s = 0.0136 (30) (55) = 22.44 \text{ cm}^2 .$$

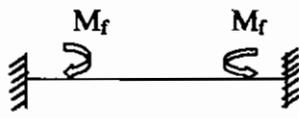
$$A_{s(chosen)} = 12 \text{ } \phi \text{ } 16 (24 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots (\text{uniformly distributed}) .$$

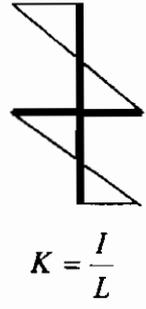


٣ - ٤ - ٢ - ٣ : حساب العزوم على الأعمدة :

عند اتصال الكمرات بالأعمدة تتكون عند هذه الوصلة عزوم انحناء تعتمد على قيمة الحمل المؤثر على الكمرة بالإضافة إلى مدي جساءة العنصر ونسبة هذه الجساءة لكل من العمود فوق الوصلة وتحتها والكمرة طبقا للقواعد الآتية :-

١ - في الأعمدة الخارجية والركنية تحسب العزوم كالتالي : M_f



قيمة في حالة باكيتين أو أكثر	قيمة العزم في حالة الباكيه الواحدة	أماكن العزم في العمود	 $K = \frac{I}{L}$
$\frac{K_u \cdot M_f}{K_L + K_u + K_b}$	$\frac{K_u \cdot M_f}{K_L + K_u + 0.5K_b}$	العزم عند أسفل العمود العلوي	
$\frac{K_L \cdot M_f}{K_L + K_u + K_b}$	$\frac{K_L \cdot M_f}{K_L + K_u + 0.5K_b}$	العزم عند أعلي العمود السفلي	

ملحوظة : في حالة أعمدة الأتوار العليا تكون $K_u=0.0$.

٢ - في حالة المنشآت ذات الأسقف بالكمرات الساقطة يمكن اعتبار العزوم (M_1, M_2) مسلوية للصفر للأعمدة الداخلية فقط .

٣ - في حالة الأسقف ذات البلاطات المسطحة Flat Slap تحسب لها العزوم طبقاً لبنود الكود .

Example 12:

Shown is a layout of columns and their axial dead and live loads at the ground floor level.

The building is of SIX identical floors :

Floor height = 3.3 m . All beams are

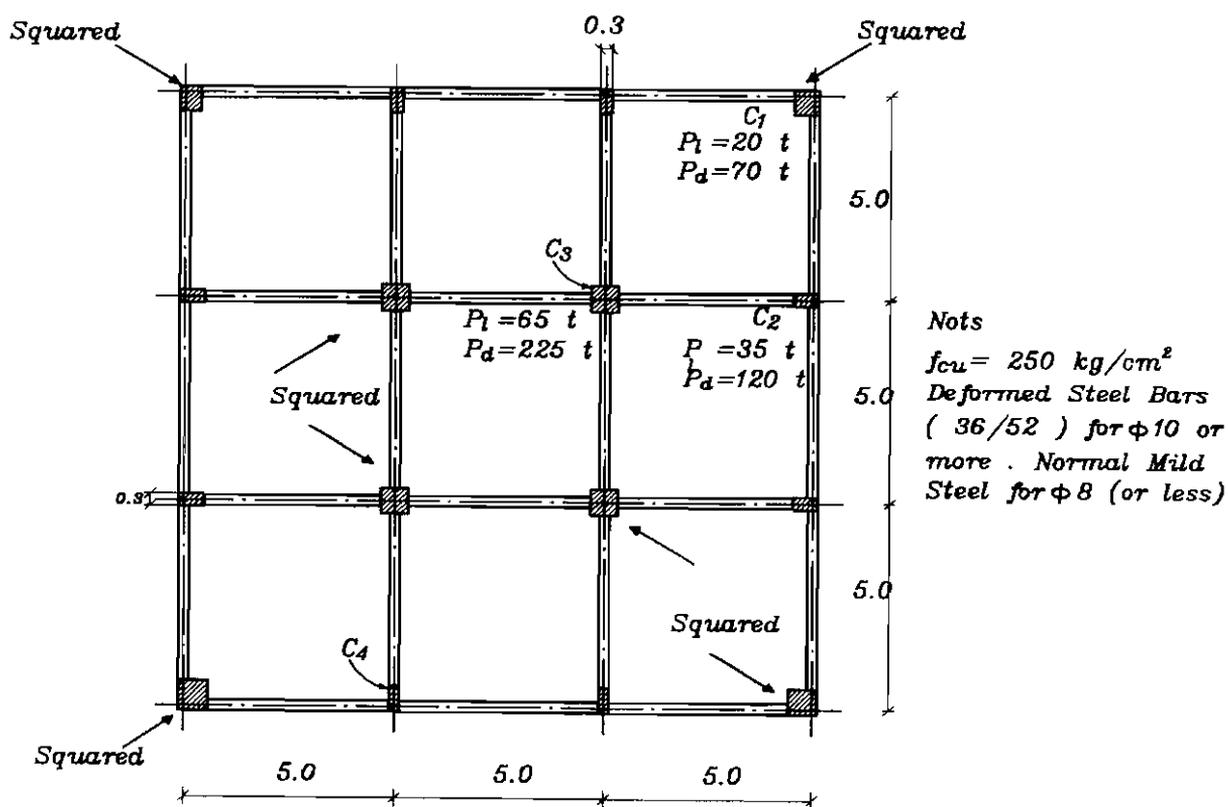
25 * 50 cm . Beams loads : $W_d = 3.0 \text{ t/m}$.

$W_L = 0.9 \text{ t/m}$.

Ground floor height = 4.3 m (till foundation level) .

Do the following

- 1 - check if the building is braced or unbraced .
(Take accuracy of caculated Dim . to 10 cm) .
- 2 - Calculate in full the ultimate straining sction on the tied columns C_1 , C_2 , C_3 .
- 3 - Using both working stress and ultimate limit state design methods , design the interior column C_3 committing yourself to the following of the cross section and type of stirrups .
 - squared with separate stirrups .
 - rectangular ($b = 30 \text{ cm}$) with separate stirrups .
 - circular with separate stirrups .
 - circular with spiral stirrups .
- 4 - In case of the building is unbraced , propose a method to make the system is braced .



Solution:

C₁:

$$\begin{aligned} \therefore P_L &< 0.75P_D \\ \therefore P_u &= 1.5(P_L + P_D) \\ &= 1.5(20 + 70) \\ &= 135 \text{ ton.} \end{aligned}$$

افتراض مبدئي :

يمكن التطبيق في معادلة Short Column بالكود :

$$P_u = 0.35 f_{cu} A_c + 0.67 A_{sc} f_y$$

بفرض أن : $A_{sc} = 1\% A_c$

$$\therefore 135 \times 1000 = 0.35 \times 250 \times A_c + \frac{A_c}{100} 0.67 \times 3600$$

$$A_c = 1209.46 \text{ cm}^2.$$

$$b = \sqrt{A_c} = 34.78 \text{ cm} \rightarrow 40 \times 40$$

C₂:

كما سبق :

$$P_u = 1.5(35 + 120) = 232.5 \text{ t}$$

$$\therefore 232.5 \times 10^3 = 0.35 \times 250 \times (30 \times t) + 0.67 \times 3600 \times \frac{A_c \cdot 30 \times t}{100}$$

$$\therefore t = 69.4 \text{ cm} \rightarrow t = 70 \text{ cm.}$$

C₃:

$$P_u = 1.5 (65 + 225) = 435 \text{ t .}$$

كما سبق :

$$A_c = 3897.15$$

$$B = 62.42 \rightarrow 70 \text{ cm} \rightarrow 70 * 70$$

1 – Bracing or unbracing: -

المبنى متماثل يمكن الحساب في أي اتجاه :-

$$\alpha = H \sqrt{\frac{N}{\sum EI_x}}$$

$$H = 5 \times 3.3 + 4.3 = 20.8 \text{ m.}$$

المبنى مكون من ١٦ عمودا منهم ٨ علي شكل مربع ، ٨ علي شكل مستطيل .

$$\begin{aligned}
 I_x = I_y &= 4 \frac{30 \times 70^3}{12} \\
 &+ 4 \frac{70 \times 30^3}{12} \\
 &+ 4 \frac{70 \times 70^3}{12} \\
 &+ 4 \frac{40 \times 40^3}{12} \\
 &= 12916666.66 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

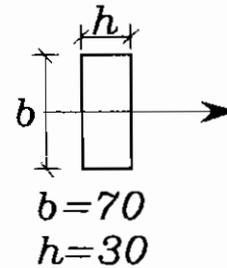
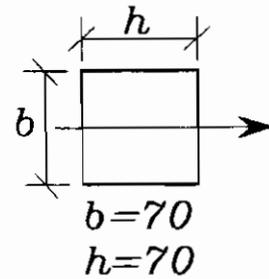
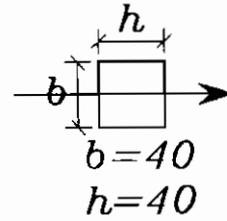
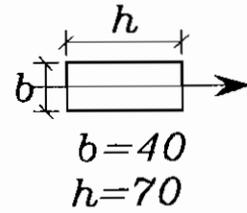
$N = \sum \text{Loads}$ حمل تشغيلي

$$\left. \begin{aligned}
 &4 (20 + 70) \\
 &4 (65 + 225) \\
 &8 (35 + 120)
 \end{aligned} \right\} = 2760 \text{ t}$$

$$E = 14000 \sqrt{f_{cr}} = 221359.44 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\alpha = H \sqrt{\frac{N}{\sum EI_x}} = 20.8 \times 10^2 \sqrt{\frac{2760 \times 1000}{\sum I.E}} = 2.04 > 0.6$$

\therefore Unbraced.



2 – Effective Hight:

يمكن تحديد الارتفاع الفعال لكافة الأعمدة كما هو موضح (بشكل ١٧) مع ملاحظة أن b هي الطول في اتجاه التصميم المعتمد . →

يمكن تجميع كافة المعلومات عن كل الأعمدة في الجدول الآتي :-

Col	Geometry	Top cond	Bott cond	K	He=H _o *k	b (cm) (الطول في الاتجاه المدروس)	$\lambda = \frac{He}{b}$	$\delta = \frac{\lambda^2 \times b}{2000}$
C ₁		1	1	1.2	4.56	40	11.4	2.60
C ₂		2	1	1.3	4.94	70	7.057	1.743
C ₃		2	1	1.3	4.94	70	7.057	1.743
C ₂		1	1	1.2	4.56	30	15.2	3.466

$$\delta_{av} = \frac{\sum \delta}{n} = \frac{4 \times 2.6 + 4 \times 1.743 + 4 \times 1.743 + 4 \times 3.466}{16} = 2.388 \text{ cm}$$

١ - لا حظ أن $2\delta_{av} = 4.776$.

لا توجد δ أكبر من $2\delta_{av}$

∴ لا نستبعد أي منها .

٢ - لا حظ أن $\delta_{av} = 2.39 \text{ cm}$.

قيمة اللامركزية الدنيا (e_{min}) = 2 cm .

$$Or = 0.05 b$$

∴ for $b = 30 \text{ cm}$

$$\therefore e_{min} = 0.05 * 30 = 1.5 < \delta_{av}$$

وبالتالي فإن اللامركزية علي هذا العمود (δ_{av}) أكبر من المسموح به (e_{min}) وعليه فإنه

معرض لعزوم :

• For $b = 40 \text{ cm}$.

$$\therefore e_{min} = 0.05 * 40 = 2 \text{ cm} < \delta_{av}$$

وبالتالي فإن اللامركزية علي هذا العمود δ_{av} أكبر من المسموح به (e_{min}) وعليه فإنه معرض

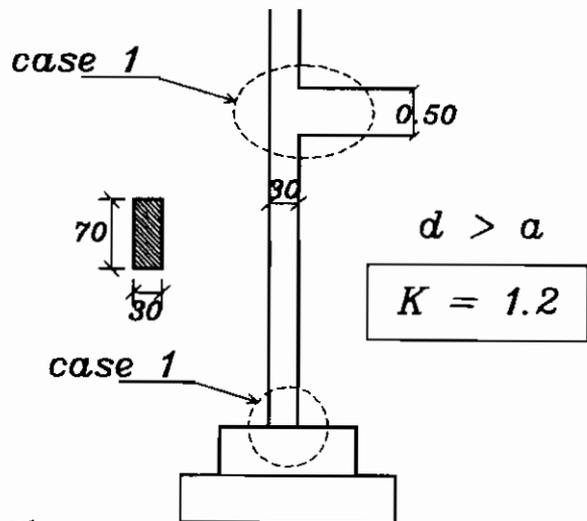
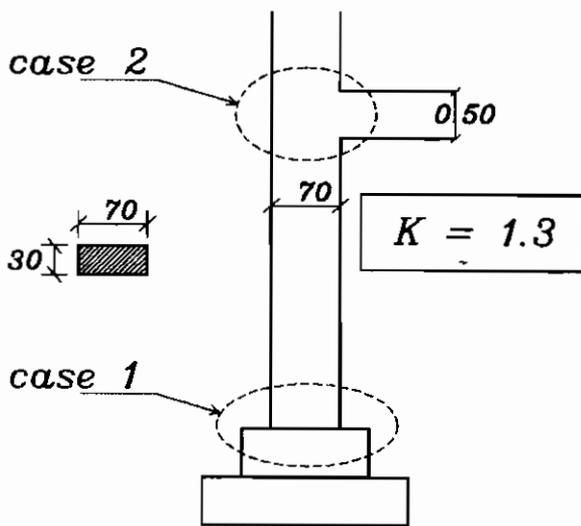
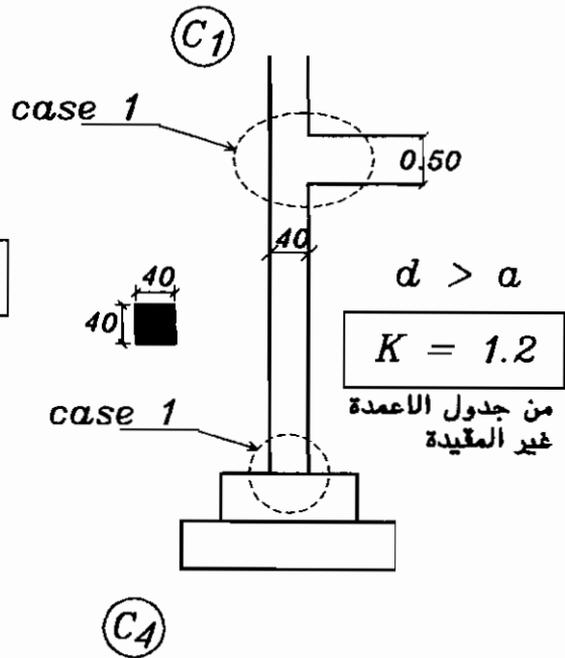
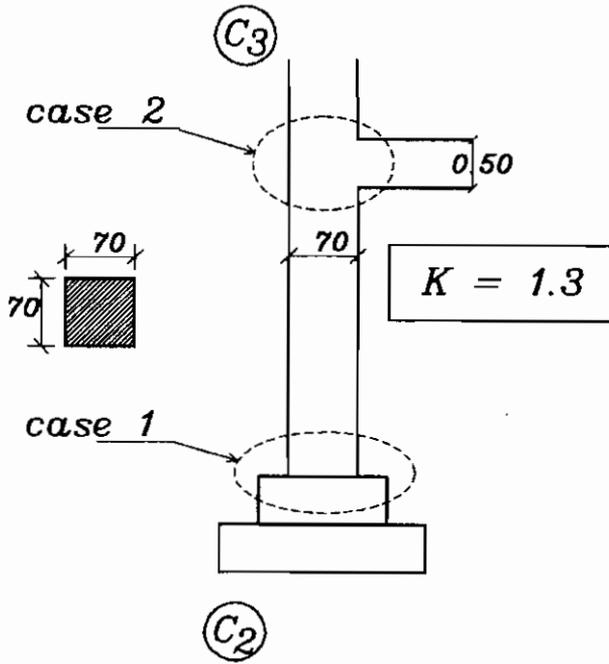
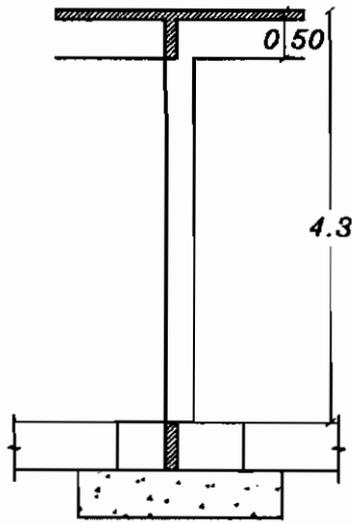
لعزوم :

• For $b = 70 \text{ cm}$.

$$\therefore 0.05 * 70 = 3.5 > \delta_{av}$$

وبالتالي فإن اللامركزية علي هذا العمود (δ_{av}) أقل من المسموح به وعليه فإنه يمكن إهمال

العزم عليه .



شكل (١٧)

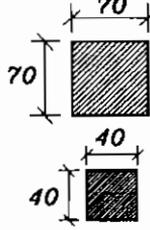
(وعليه يمكن إيجاد M , N لكل حالة) .

بالنسبة للعمود C₃ فيلاحظ أنه عمود داخلي ليس عليه M :

$$P = 1.5 (65 + 225) = 435 \text{ ton} .$$

إذا يمكن استخدام الرخصة التي تنص علي :

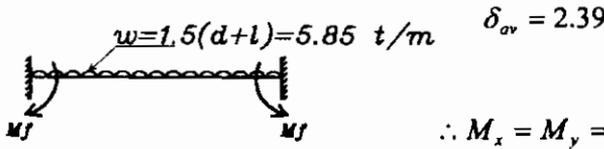
(في الأعمدة الداخلية والمباني ذات الكمرات الساقطة يمكن اعتبار أن العزم الأصلي = صفراً)



لاحظ أن :

$$e_{\min} = 0.05 * 70 = 3.5 \text{ cm} > \delta_{ov}$$

مما سبق :



أي أن العمود يمكن إهمال قيمة M .

$$\therefore M_x = M_y = 0.0$$

بالنسبة للعمود C₁ هذا عمود ركني .

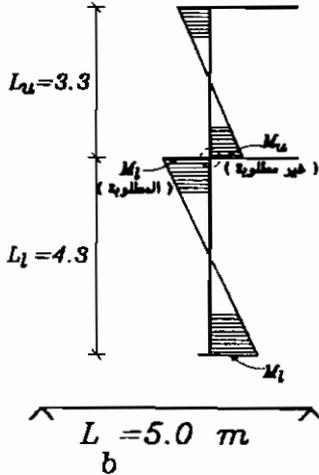
∴ يجب حساب قيم العزوم عند نقطة الالتقاء .

$$M_L = M_f * \text{factor} .$$

$$\text{Where : } M_f = \frac{\omega \ell^2}{12}$$

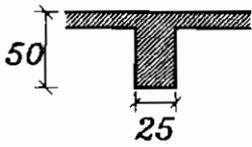
$$\text{Factor} = \frac{K_K}{K_L + K_u + K_b}$$

بالنسبة للكمرات :



$$I_b = \frac{25 \times 50^{-3}}{12} = 260416.6 \text{ cm}^4$$

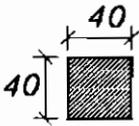
بالنسبة للعمود :



$$I_c = \frac{40 * 40^{-3}}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4 .$$

$$L_u = 3.3 \text{ m}, L_L = 4.3 \text{ m} .$$

$$K = \frac{I}{L} \text{ العزم الأصلي} .$$



$$\therefore M_L = \frac{I_c / L_L}{I_c / L_L + I_c / L_u + I_b / L_b} = M_f = \frac{5.85 \times 5^{-2}}{12} = 12.19 \text{ m.t}$$

$$= 0.298 = M_f = 3.64 \text{ m.t} \rightarrow$$

$$M_{add} = P \times \delta_{av} = 1.5(20 + 70) * 2.388 = 3.22m.t \rightarrow$$

العزم الإضافي

$$M_{total} = M_1 + M_{add} = 3.64 + 3.22 = 6.86m.t$$

نتيجة التماثل :

$$M_x = M_y$$

بالنسبة لـ C₂ :

$$I_c = \frac{30 \times 70^3}{12} = 857500cm^4.$$

$$\therefore M = \frac{I_c / L_L}{\frac{I_c}{L_L} + \frac{I_u}{L_u} + \frac{I_b}{L_b}} * m_f = 0.39$$

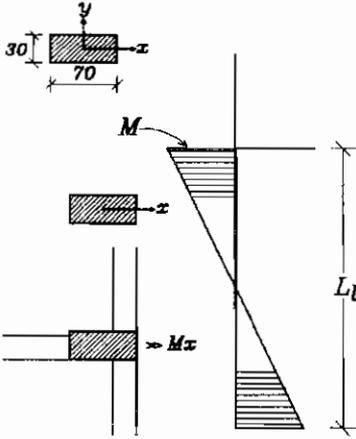
كما سبق :

$$\therefore M = 0.39 \times 12.19 = 4.75m.t = M_x$$

لاحظ :

$$M_{add} = P * \delta_{av} = 232.5 * 2.388 = 5.55m.t$$

$$= M_{addy} = 5.55.$$



	P	M _x	M _y
C ₃	435	0.0	0.0
C ₁	135	6.86	6.86
C ₂	232.5	{ 4.75 5.55	{ 0.00 5.55
		10.3	5.55

حيث إنه عمود داخلي

ملحوظة :

نلاحظ أنه في حالة المبنى الغير مقيد Unbraced يوجد δ_{av} عامة للمبنى ككل وكان المبنى يتصرف كله بطريقة واحدة وعليه يمكن حساب قيمة :

$$M_{add} = P \cdot \delta_{av}$$

أما في حالة كون المبنى مقيد Braced فإن كل عمود يكون له δ مستقلة ، ولحساب قيمة M_{add} يلزم التحقق أولا من كون العمود قصيرا أو طويلا عن طريق حساب λ ومن ثم حساب M_{add} للأعمدة الطويلة (النحيفة) فقط .

C₃ P_u = 435 t with min ecc .

a - Design as squared column (tied) :

P_u = 0.35 f_{cu} A_c + 0.67 A_{sc} f_y → short with min ecc .

$$\frac{A_{sc}}{A_c} = \frac{1}{100}$$

$$\therefore 435 * 1000 = 0.35 * 250 * A_c + 0.67 * 3600 * \frac{A_c}{100}$$

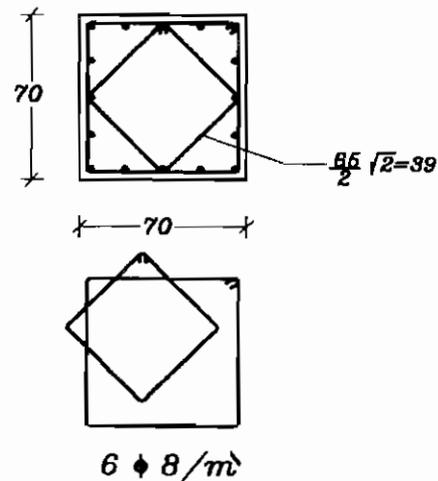
$$A_{c,req} = 3897.15 \text{ cm}^2$$

$$\therefore b = \sqrt{A_c} = 62.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{take : } b = 70 \text{ cm} \xrightarrow{eq} \therefore A_s = 38.97 \text{ cm}^2 = 16 \phi 18 > 0.008 A_{c,req} = 31.8 \text{ cm}^2$$

$$> 0.006 A_{c,chosen} = 21.6 \text{ cm}^2$$

Lateral tie :

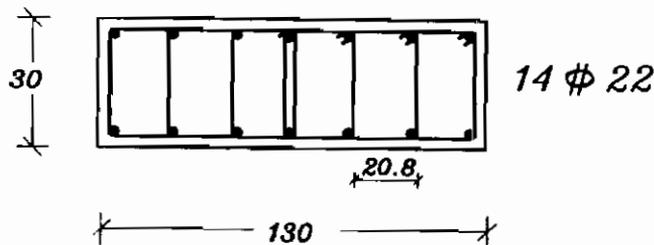


Provided $\phi 8 \text{ mm}$: spacing $\frac{100}{6}$.

$$\text{actual volume} = \frac{\pi \phi^2}{4} [65 * 4 + 39 * 4] * 6 = 1342.19 \text{ cm}^3$$

min .volume > min .volume (O.K).

b - Design as rectangular column :



$$A_{creq} = 3897.15 \text{ cm}^2 \text{ (as before) .}$$

$$A_c = b * t$$

$$A_{sc} = 38.87 \text{ cm}^2 >$$

$$\therefore t = 129.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 38.87 \text{ cm}^2 > 0.008 A_{creq} = 31.17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = 38.87 \text{ cm}^2 > 0.006 A_{c_{chosen}} = 23.4 \text{ cm}^2.$$

Choose : 14 ϕ 19.

Check of min volume :

$$A_{creq} = 3897.15 \text{ cm}^2 \text{ . (as before) .}$$

$$A_c = b * t \text{ .}$$

$$\therefore t = 129.9 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{100} A_c A_{sc} = 38.87 \text{ cm}^2 > 0.008 A_{creq} = 31.17.$$

$$\frac{1}{100} A_c A_{sc} = 38.87 \text{ cm}^2 > 0.006 A_{c_{chosen}} = 23.4 \text{ cm}^2.$$

Choose 14 ϕ 19.

- Check of min volume: -

$$V_{min} = \frac{0.25}{100} * 30 * 130 * 100 = 975 \text{ cm}^3.$$

$$V_{act} = \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) * 5 [(2 * 25 + 2 * 125) + (83.2 * 2 + 2 * 25) + (41.6 * 2 + 2 * 25) + (2 * 25)] = 1762.992 \text{ cm}^3.$$

$$(V_{act} > V_{min})$$

C – Design as circular with separate stirrups:

$$A_{creq} = 3897.15 \text{ cm}^2 = \pi \frac{D_c^2}{4}$$

$$D_c = 70.44 \text{ cm} \cong 70 \text{ cm}.$$

$$A_{c_{chosen}} = 3848.45 \text{ cm}^2$$

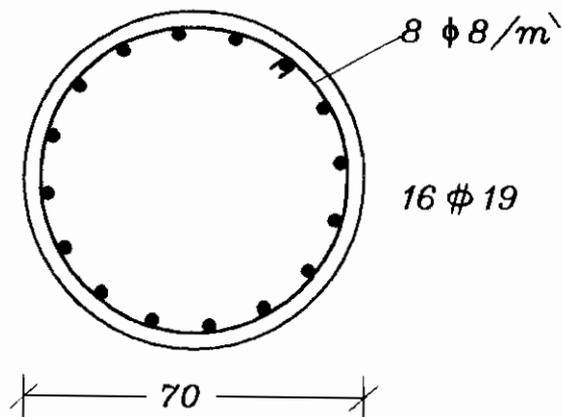
$$P_u = 0.35 f_{cu} A_c + 0.67 A_{cs} f_y$$

$$A_{sc} = 40.73 \text{ cm}^2 > 0.008 A_{creq}.$$

$$A_{sc} = 40.73 \text{ cm}^2 > 0.006 A_{c_{chosen}}.$$

Use 16 ϕ 19.

Lateral tie: use ϕ 8 spacing $\frac{100}{8}$



$$V_{\min} = \frac{0.25}{100} * A_c * 100 = 962.1 \text{ cm}^3$$

$$V_{act} = \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) (\pi D_k) * \frac{100}{8} = 1286.48 \text{ cm}^2.$$

$$V_{act} > V_{\min}.$$

D – Design as spiral column :

Design of longitudinal reinforcement:

$$P_u = 0.4 f_{cu} A_c + 0.76 A_{sc} f_y.$$

$$\text{assume : } \mu = \frac{A_{sc}}{A_c} = 1\%.$$

$$435 * 1000 = 0.4 * 250 * A_c + 0.76 * 3600 * \frac{A_c}{100}$$

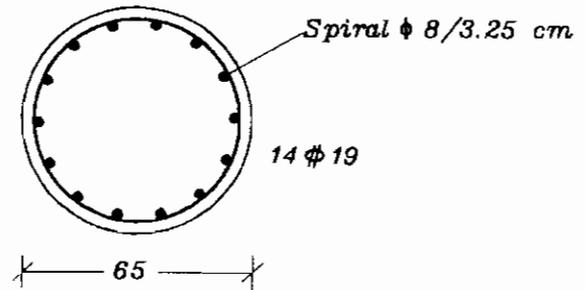
$$A_c = 3415.5 \text{ cm}^2$$

$$D = 65 \text{ cm}.$$

$$D_k = 60 \text{ cm}.$$

$$A_{sc} = 37.71 \text{ cm}^2$$

$$14 \phi 19$$



Design of spiral reinforcement:

$$P_u = 0.35 A_k f_{cu} + 0.67 A_{sc} f_y + 1.38 V_{sp} f_{yp}.$$

$$A_k = \frac{\pi * (60)^2}{4} = 2827.43 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 3600 \text{ kg / cm}^2.$$

$$f_{yp} = 2400 \text{ kg / cm}^2$$

$$V_{sp} = 29.17 \text{ cm}^3 / \text{cm} = \frac{\pi A_{sp} D_k}{P}$$

$$3 < P = 3.25 \text{ cm} < 8.$$

Check of min spiral reinforcement:

$$\mu_{sp} = \frac{V_{sp}}{A_k} = \frac{29.17}{\pi (60)^2 / 4} = 0.0103$$

$$\mu_{sp(\min)} = 0.36 \frac{f_{cu}}{f_{yp}} \left[\frac{A_c}{A_k} - 1 \right]$$

$$= 0.36 * \frac{250}{2400} \left[\frac{(65)^2}{(60)^2} - 1 \right] = 0.0065$$

$$\mu_{sp} < \mu_{sp(\min)}.$$

4 – Proposed Dim , to make the building bracing :

$$\alpha = H\sqrt{N/EI}$$

I : Which we can change (increase col . Dim)

Col .	Dim .
C ₂	(30 ^b * /50')
C ₁	(75 ^b * 75 ^b)
C ₃	140 * 140

$$I_x = I_y = 4 \left[\frac{(75)^4}{12} + \frac{(140)^4}{12} + \frac{30(150)^3}{12} + \frac{150(30)^3}{12} \right] = 173700208.3cm^4.$$

$$E = 221359.44Kg/cm^2.$$

$$\alpha = 0.557 < 0.6(\text{code.lim it}).$$

تعليق :

لجعل المبني (braced) يتم زيادة أبعاد الأعمدة ويلاحظ أنه تم زيادتها إلي الضعف تقريبا .

Example 13 :

- For the R.C column shown , having cross section 30 * 30 and subjected to factored load = 100 ton ; calculate the straining action on the column :
- 2 ends are fixed .
 - column is braced in both directions .
 - length of beam = 5.0 m .
 - $W_{ub(beam)} = 4.0 \text{ t/m}$.

Solution:

$$M_{fy} = \frac{\omega l^2}{12} = 8.33 \text{ m.t.}$$

$$M_u = \frac{K_L M_{fy}}{K_L + K_u + K_b}$$

$$K = \frac{EI}{L}$$

لاحظ أن العزم عند أسفل العمود العلوي أكبر من العزم عند أعلى العمود السفلي .

$$I_L = I_u = \frac{(30)^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4.$$

$$K_u > K_L$$

ولكي ندرس العمود السفلي :

$$I_b = (25) \frac{(50)^3}{12} = 260416.67 \text{ cm}^4.$$

$$M_{uy} = \frac{67500/3.5 * 8.33}{\frac{67500}{3.0} + \frac{67500}{3.5} + \frac{260416.67}{5}} = 1.711 \text{ m.t}$$

Check of bucking of column:

In X Dir :

H_o bigger of 3 , 3.5 m = 3.50 m .

$t_b = 50 > b_{col} = 30$ في الاتجاه المدروس

Case (1) : braced :

Table (3) code $K = 0.75$.

$H_e = KH_o = 0.75 * 3.50 = 2.625 \text{ m}$.

$$\lambda_b = \frac{H_e}{b} = 8.75 < 15$$

no additional moment $M_{y \text{ add}} = 0$

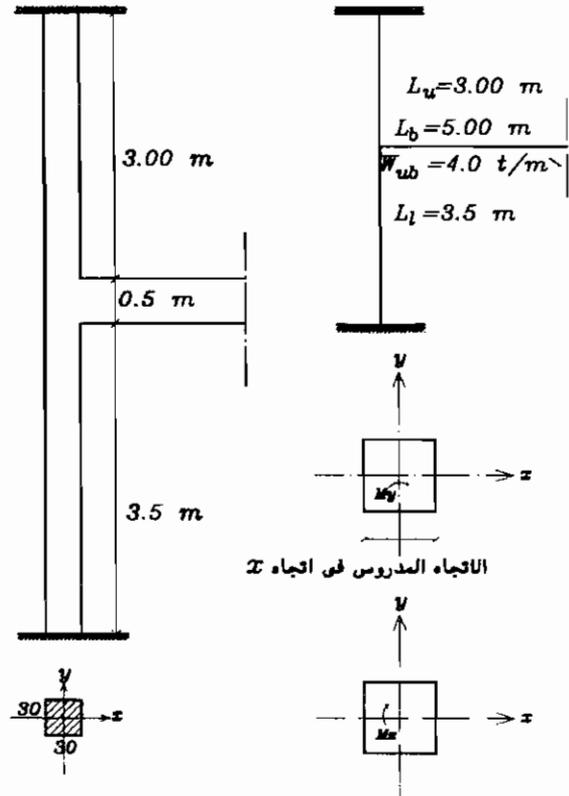
in Y Dir :

$H_o = 3.00 + 3.50 + 0.5 = 7.00 \text{ m}$.

Case (1) braced

Table (3) code $K = 0.75$.

$H_e = KH_o = 0.75 * 7 = 5.25 \text{ m}$.



$$\lambda_b = \frac{5.25}{0.3} = 17.5 > 15$$

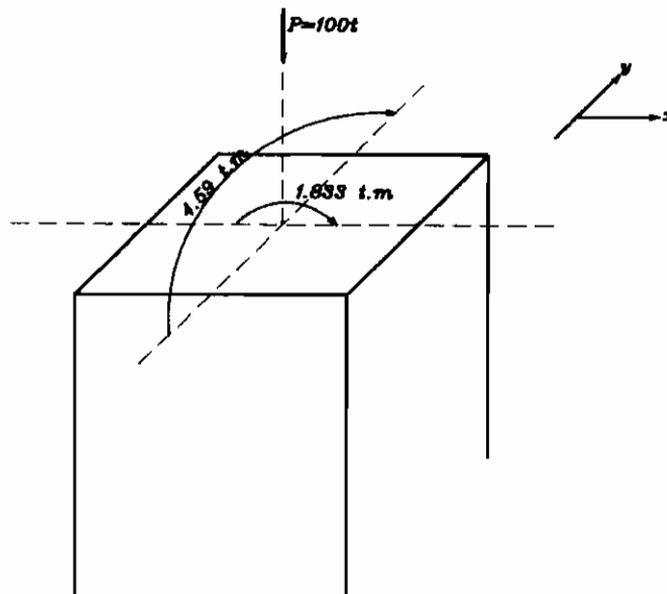
$$\delta = \lambda_b^2 b / 2000 = (17.5)^2 * \frac{30}{2000} = 4.59 \text{ cm.}$$

$$M_x = P \cdot \delta$$

$$= 100 * \frac{4.59}{100}$$

$$M_{x_{add}} = 4.59 \text{ m.t}$$

P	M _{xadd}	M _y		M _y
		Building	Applied	
100 _t	4.59 m.t	--	1.711	1.711 m.t



Example 14:

$P_u = 400 \text{ t} .$

Col : is braced in two directions .
Calculate the straining actions :

Slenderness calculation: -

In X direction:

$H_o = 4.50 \text{ m} .$

$t_x = 100 \text{ cm} .$

Top condition:

$t_b = 50 \text{ cm} < t_x .$

Bottom condition :

$t_x > t_b = 60 \text{ cm (case 2)}$

Table (3)

$K = 0.85$

$\therefore H_e = KH_o = 0.85 * 4.50 = 3.825\text{m}.$

$\lambda = \frac{H_e}{b} = \frac{382.5}{100} = 3.82 < 15 \text{ short column}$

ie no additional moment.

in Y direction :

$H_o = 9.50 \text{ m} .$

$t_y = 70 \text{ cm} .$

Top and Bottom end condition : Case (2) : $t_b < t_y .$

$K = 0.85 \text{ (table 3)}$

$H_e = KH_o = 0.85 * 9.50 = 8.08 \text{ m} .$

$\lambda = \frac{H_e}{b} = \frac{808}{70} = 11.54 < 15 \text{ (table 6 - 7)}.$

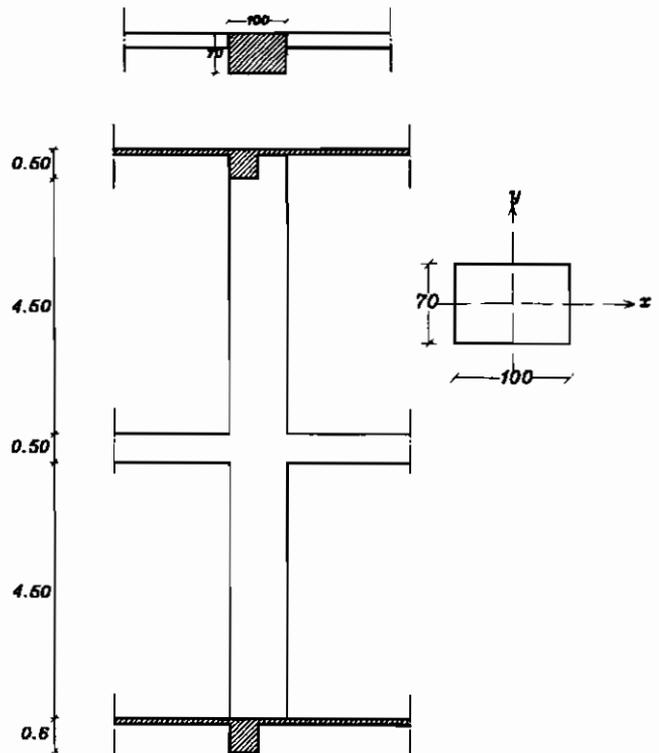
short column i.e No additional moment.

(No buckling will be occur) :

No additional moment

Short column $P_u = 400 \text{ t} .$

(eq . from code) .



Example: 15

The figure shows the layout of the columns and their load at ground floor level (including column own weight) the building consists of a ground floor and six identical floors :

- Ground floor height = 4.00 m .
- Typical floor height = 3.00 m .
- $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$, $f_{ys} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.
- Beam load = 2 t/m (D.L+L.L) .
- Beam dimension (25 * 60) .

It required to :

- 1 – Check if building (braced or unbraced) in X and Y direction .
- 2 – Calculate the ultimate straining action on columns C_1 , C_2 , C_3 , C_4 .
- 3 – Design column C_3 as tied square column , C_1 as rectangular section .

Solution :

$$\text{Total load} = 4 (40 + 50) + 6 (60 + 90) + 2 (120 + 230) = 1960 \text{ t .}$$

$$I_x = 2 \left[30 * \frac{(70)^3}{12} \right] + 4 \left[70 * \frac{(30)^3}{12} \right] + 2 \left[\frac{(70)^4}{12} \right] + 4 \left[\frac{30 * (50)^3}{12} \right] = 7596666.66 \text{ cm}^4 .$$

$$I_y = 2 \left[70 * \frac{(30)^3}{12} \right] + 4 \left[30 * \frac{(70)^3}{12} \right] + 2 \left[\frac{(70)^4}{12} \right] + 4 \left[\frac{50 * (30)^3}{12} \right] = 8196666.66 \text{ cm}^4 .$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f_{cu}} = 221359 \text{ Kg/cm}^2 .$$

$$H_i = 3 * 6 + 4.00 + 1.00 = 23 \text{ m} .$$

- in X direction (around Y axis) the inertia is taken about y axis .
- in y direction (around X axis) the inertia is taken about x axis .

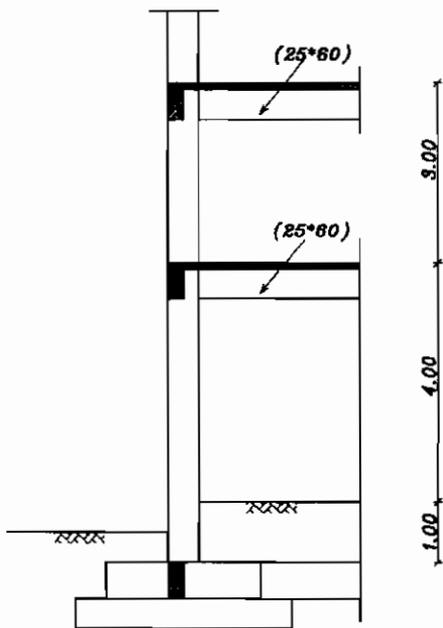
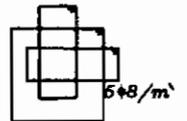
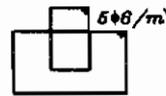
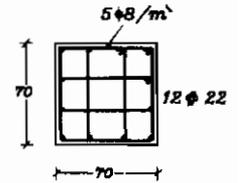
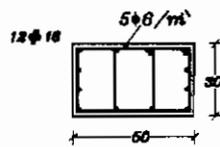
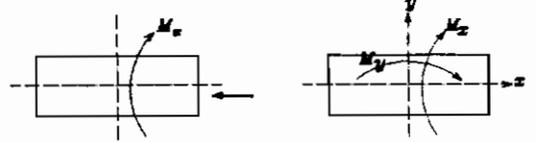
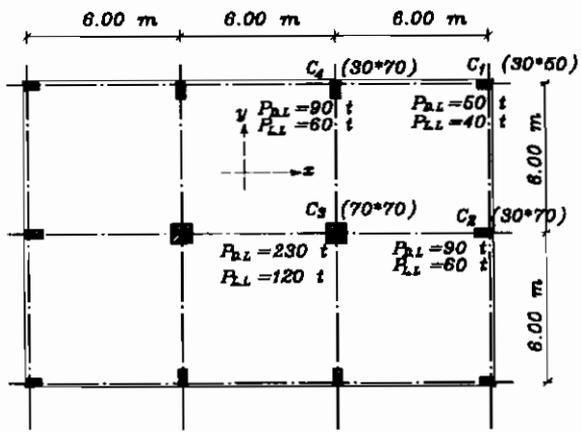
in X direction :

$$\alpha_x = H \sqrt{\frac{\sum N}{\sum ET_y}} = 2300 \sqrt{\frac{1960 * 10^3}{EI_y}} = 2.39 > 0.6. (\text{unbraced in X direction}).$$

in Y direction :

$$\alpha_y = H \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI_x}} = 2300 \sqrt{\frac{1960 * 10^3}{221359 * I_x}} = 2.48 > 0.6. (\text{unbraced in Y direction}).$$

$$H_0 = 4 + 1.00 - 0.6 = 4.4 \text{ m} . (\text{at ground level}).$$



Typical Cross Section .

شكل ١٨ (مثال ١٥)

2 – Buckling load :

in X direction :

Column	Top end condition	Bottom end condition	$K = H_e / H_o$	H_e	b_{cm}	λ_b	δ_{cm}
C ₁	1	2	1.2	5.28	50	10.56	2.79
C ₂	2	1	1.3	5.72	70	8.17	2.34
C ₃	2	1	1.3	5.72	70	8.17	2.34
C ₄	1	1	1.2	5.28	30	17.6	4.65

$$\delta = \frac{\lambda^2 \cdot b}{2000}$$

$$\delta_{av.} = \frac{\sum \delta}{n} = \frac{4(2.79) + 2(2.34) + 2(2.34) + 4(4.65)}{12} = 3.26cm$$

Note that any calculated $\delta < 2 \delta_{av.}$

$$M_{y\ odd} = P \cdot \delta_{av.}$$

in Y direction :

Column	Top end condition	Bottom end condition	$K = H_e / H_o$	H_e	b_{cm}	λ_b	δ_{cm}
C ₁	1	1	1.2	5.28	30	17.6	4.65
C ₂	1	1	1.2	5.28	30	17.6	4.65
C ₃	2	1	1.3	5.72	70	8.17	2.34
C ₄	2	1	1.3	5.72	70	8.17	2.34

$$\delta_{av.} = \frac{4(4.65) + 2(4.65) + 2(2.34) + 4(2.34)}{12} = 3.50cm.$$

$$M_{x\ odd} = P \cdot \delta_{av.}$$

Edge columns:

C_4 , C_1 in x direction and C_2 , C_1 in direction y :

For C_4 , C_2 :

$$I_b = \frac{25 * (60)^3}{12} = 450000 \text{ cm}^4$$

$$I_u = I_L = \frac{(30)(70)^3}{12} = 857500 \text{ cm}^4$$

$$M_{fu} = \omega_u \frac{\ell^2}{12} = (2 * 1.5) \frac{(36)}{12} = 9 \text{ m.t}$$

B.M at upper of lower column: -

$$M = \frac{M_{fu} * K_L}{K_L + K_u + K_b}, K = \frac{EI}{L}$$
$$= \frac{9 * 857500 / 5}{857500 / 5 + 857500 / 3 + 450000 / 6} = 2.90 \text{ m.t.}$$

For.col. C_4 , $M_x = 2.9 \text{ m.t.}$

For.col. C_2 , $M_y = 2.9 \text{ m.t.}$

For C_1 :

M_x

$$I_u = I_L = \frac{(50)(30)^3}{12} = 112500 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{M_{fu} * K_L}{K_L + K_u + K_b}$$
$$= \frac{9.00 * 112500 / 5}{112500 / 5 + 112500 / 3 + 450000 / 6} = 1.5 \text{ m.t}$$

M_y :

$$I_u = I_L = \frac{(30)(50)^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$$

$$M_y = 2.33 \text{ m.t}$$

Column	$P_u = 1.4P_{DL} + 1.6P_{LL}$	$M_{xu} = P * \delta_y$	$M_{yu} = P * \delta_x$	$M_{edge\ column}$		M_t	
				M_x	M_y	M_{xu}	M_{yu}
C ₁	134 t	4.73 m.t	4.37 m.t	1.5	2.33	5.87	6.7
C ₂	222 t	7.77 m.t	7.24 m.t	--	2.9	7.77	10.14
C ₃	514 t	17.99 m.t	16.76 m.t	--	--	17.99	16.76
C ₄	222 t	7.77 m.t	7.24 m.t	2.9	--	10.67	7.24

Design of col . C₁ :

Dim (30 * 50)

Biaxial moment :

$$e_x = \frac{M_{yu}}{P_u} = \frac{6.7}{134} = 0.05m > e_{x(min)2cm}^{0.05l=1.5cm} \quad \text{the biggest}$$

$$e_y = \frac{M_{xu}}{P_u} = \frac{5.87}{134} = 0.044m > e_{y(min)2cm}^{0.05l=2.5cm} \quad \text{the biggest}$$

$$a = 30cm, b = 50cm.$$

Design as biaxial moment

$$\frac{P_u}{f_{cu}.b.a} = \frac{134 * 10^3}{250 * 50 * 30} = 0.35 \frac{(table6-12)}{E.C} \beta = 0.59$$

$$\frac{M_x}{a^-} = \frac{5.87}{0.275} = 21.35$$

$$M_x / a^- > M_y / b^-.$$

$$\frac{M_y}{b^-} = \frac{6.7}{0.475} = 14.11$$

$$M_x^- = M_x + \beta \left(\frac{a^-}{b^-} \right) M_y$$

$$= 5.87 + 0.59 \left(\frac{0.275}{0.475} \right) 6.7 = 8.16m.t.$$

Using interaction diagram (chart No 17) :

$$\zeta = 0.8 .$$

$$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2 .$$

uniform steel

$$P_u / f_{cu}.a.b = 0.35$$

$$\frac{M_x^-}{f_{cu}.b.a^2} = \frac{8.16 * 10^5}{250 * (50) * (30)^2} = 0.072$$

$$\text{get } \rightarrow \rho = 5 \rightarrow \mu a.b = 18.75 \text{ cm}^2$$

12ϕϕ16 (uniformly distributed).

Design of C₃:

$$\left. \begin{aligned} e_x &= \frac{M_{yu}}{p} = 0.033 \\ e_y &= \frac{M_{xu}}{p} = 0.035 \end{aligned} \right\} \longrightarrow e_{\min, \text{stirr}} \left\{ \begin{aligned} &0.05 t = 3.5 \text{ cm} \\ &2 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$e_x, e_y < e'_{\min}$$

Design according to the code equation :

$$P_u = 0.35 f_{cu} A_c + 0.67 A_{sc} f_y.$$

$$A_{sc} = 35.34 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc \min} = \frac{0.6\% A_c \text{ chosen} = 29.4 \text{ cm}^2}{0.8\% A_c \text{ req}}$$

Choose : 12ϕϕ22.

Check of min volume of stirrups :

$$V_{s \min} = \frac{0.25}{100} * (70 * 70 * 100) = 1225 \text{ cm}^3 / \text{m}.$$

$$V_{act} = 0.504 * 5 * (4 * 65 + 4 * 65 + 4 * 22) = 1532.16 \text{ cm}^3 / \text{m}.$$

$$V_{st \text{ act}} > V_{s \min} \rightarrow (O.K).$$

Example: 16

صمم عمودا مربعا طول ضلعه 50 سم مع توضيح تفاصيل قطاعه رسما علما بأن :-

- ١ - المبني غير مقيد unbraced .
- ٢ - أحمال التشغيل service loads .
- ٣ - نهايتاه العلوية والسفلية ثابتتان .
- ٤ - الاجهاد الأقصى للخرسانة = $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- ٥ - إجهاد الخضوع للحديد = $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$.
- ٦ - يمكن إهمال العزوم المنقولة من الكمرات للعمود .
- ٧ - يجب دراسة العمود في الاتجاهين (x , y) .
- ٨ - يجب التحقق من وفاء كمية التسليح للحد الأدنى طبقا لنصوص الكود .
- الحمل الدائم = $d.L = 96 \text{ t}$.
- الحمل الحي = $L.L = 41 \text{ t}$.

الحل :

X - direction: -

$$H_{o,max} = 4.00 \text{ m} .$$

∴ Case1

$$∴ K = 1.20$$

لاحظ أن الحالة غير مقيدة unbraced .

∴ Case1

$$∴ K = 1.20$$

$$∴ H_e = H_o k = 4.00 * 1.2 = 4.8 \text{ m} .$$

$$∴ \lambda = \frac{H_e}{x_o} = \frac{4.8}{0.5} = 9.6 < 10 .$$

- حيث 10 هي حدود معامل النحافة للعمود القصير غير المقيد .

وعليه فإن العمود في الاتجاه x عمود قصير غير متعرض لاحتمال الانبعاج buckling effect وغير متعرض لعزوم إضافية فضلا عن أنه غير متعرض ، أي أن لعزوم أصلية .

Y - direction : -

$$H_o = 5.5 .$$

∴ case1

$$∴ K = 1.2$$

لاحظ أن العمود غير مقيد unbraced .

∴ Case1

∴ $K = 1.2$

$$\therefore H_e = 5.5 * 1.2 = 6.6$$

$$\lambda = \frac{H_e}{\gamma_o} = \frac{6.6}{0.5} = 13.2 > 10$$

إذا العمود تجاوز العمود القصير (جدول ٥) وأصبح عموداً نحيفاً غير مقيد ، ويجب أن يكون عليه عزم إضافي M_{add} ، ولحساب M_{add} .

$$\therefore \delta = \frac{\lambda^2 b}{2000} = \frac{(13.2)^2 * 50}{2000} = 4.36cm.$$

أي أن هناك لامركزية :

$$e = 4.36cm.$$

$$\therefore \frac{e}{t} = \frac{4.36}{50} = 0.0872 > 0.05.$$

إذا سوف نحتاج إلى منحنيات التفاعل Interaction diagrams :

$$P_u = 1.4 * 96 + 1.6 * 41.0 = 200ton.$$

$$M_u = P_u * e = 200 * \frac{4.36}{100} = 8.72t.m$$

ومن المخطط رقم ١١ (Ch : 11) :

$$K = \frac{P_u}{f_{cu} b t} = \frac{200 * 10^3}{250 * 50 * 50} = 0.32$$

$$K e / t = 0.32 * \frac{4.36}{50} = 0.0279$$

$$\mu = \rho \cdot f_{cu} \cdot 10^{-5} = 2 \cdot 250 \cdot 10^{-5} = 0.005.$$

$$A_s = \mu \cdot b \cdot t = 0.005 \cdot 50 \cdot 50 = 12.5 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$\begin{aligned} \therefore \mu_{\min} &= 0.25 + 0.052 \lambda_b \\ &= 0.25 + 0.052 \cdot 13.2 = 0.936\%. \end{aligned}$$

use :

$$\therefore A_{s_{\min}} = \frac{0.936}{100} \cdot 50 \cdot 50 = 23.41 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{take}) 8 \text{ } \# \# 20$$

Stirrups :

$$S \leq 20 \text{ cm.}$$

$$\leq 15 \text{ } \# \text{ column } (15 \times 20) 30.0 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Take : } S = 20 \text{ cm.}$$

$$\phi_{st} \geq \left(\frac{\phi_{col}}{4} \right) \geq \frac{20}{4} \therefore \geq 5 \text{ mm.}$$

$$\phi_{st} \geq 8 \text{ mm.}$$

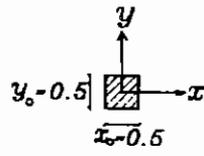
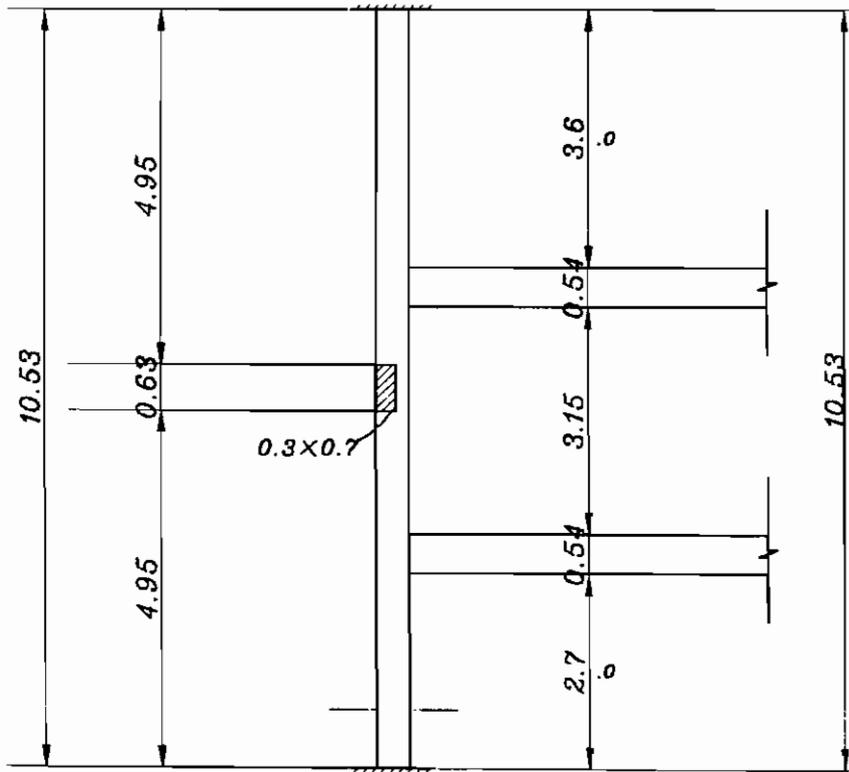
$$\therefore \text{take : } \phi 8 \text{ mm} / 20 \text{ cm.}$$

Check:

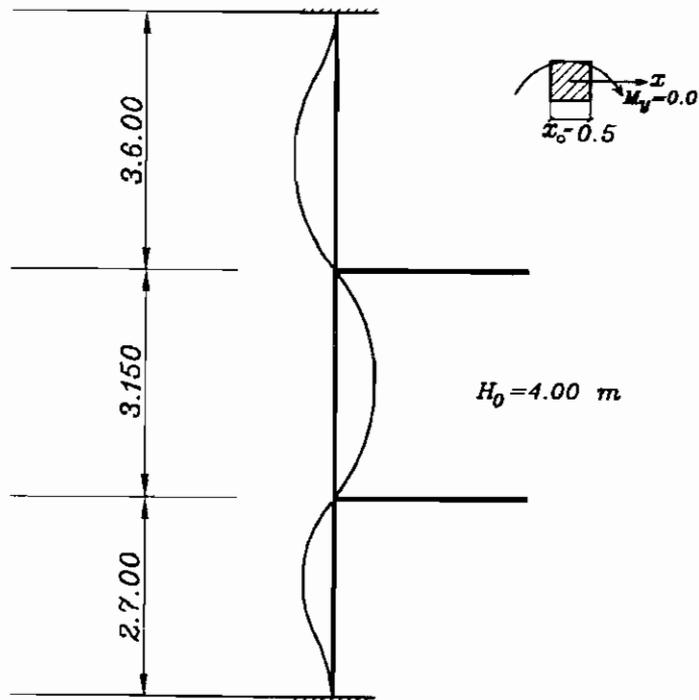
$$V_{st_{\min}} = \frac{0.25}{100} \text{ (Volume of 1.0 m longitudinally)}$$

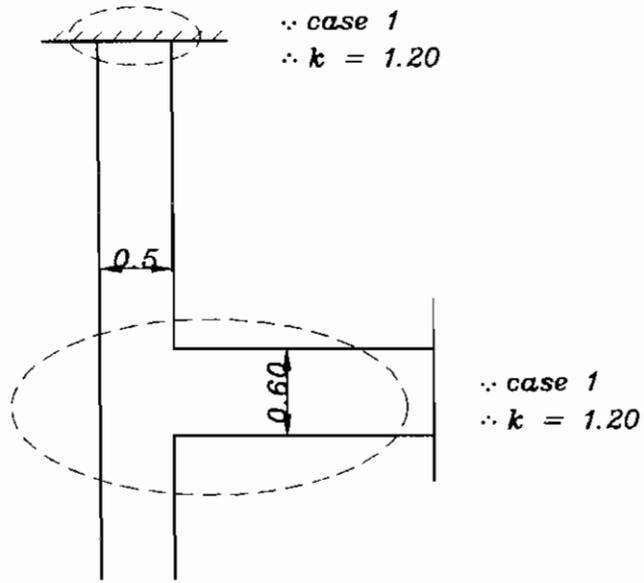
$$= \frac{0.25}{100} \cdot 50 \cdot 50 \cdot 100 = 625 \text{ cm}^3.$$

$$\therefore V_{st} = 4(45 + 31.8) \cdot 0.503 \cdot 5 = 772.608 \text{ cm}^3 > V_{st_{\min}} \quad (\text{o.K})$$

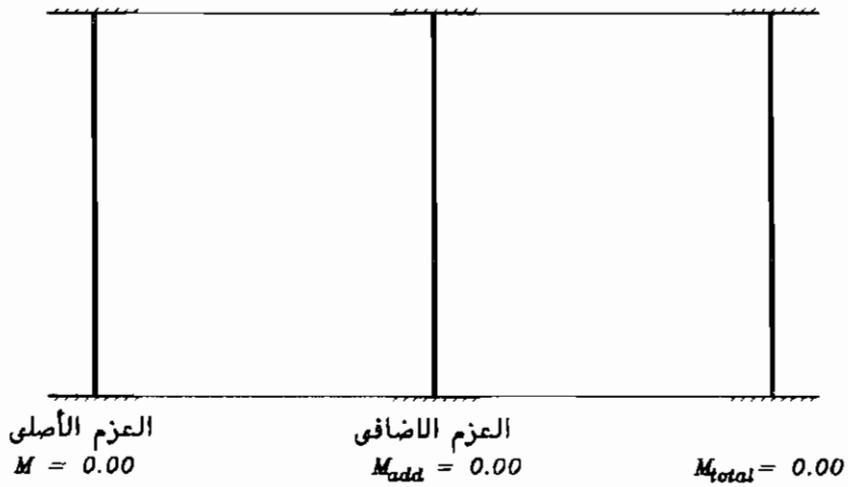


→ x - direction

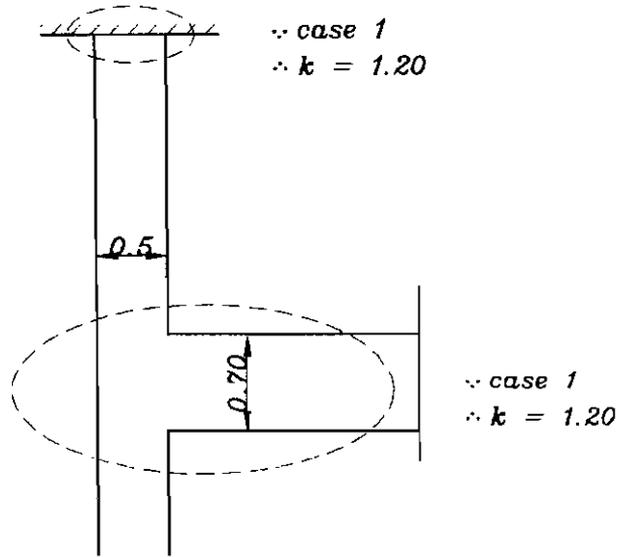
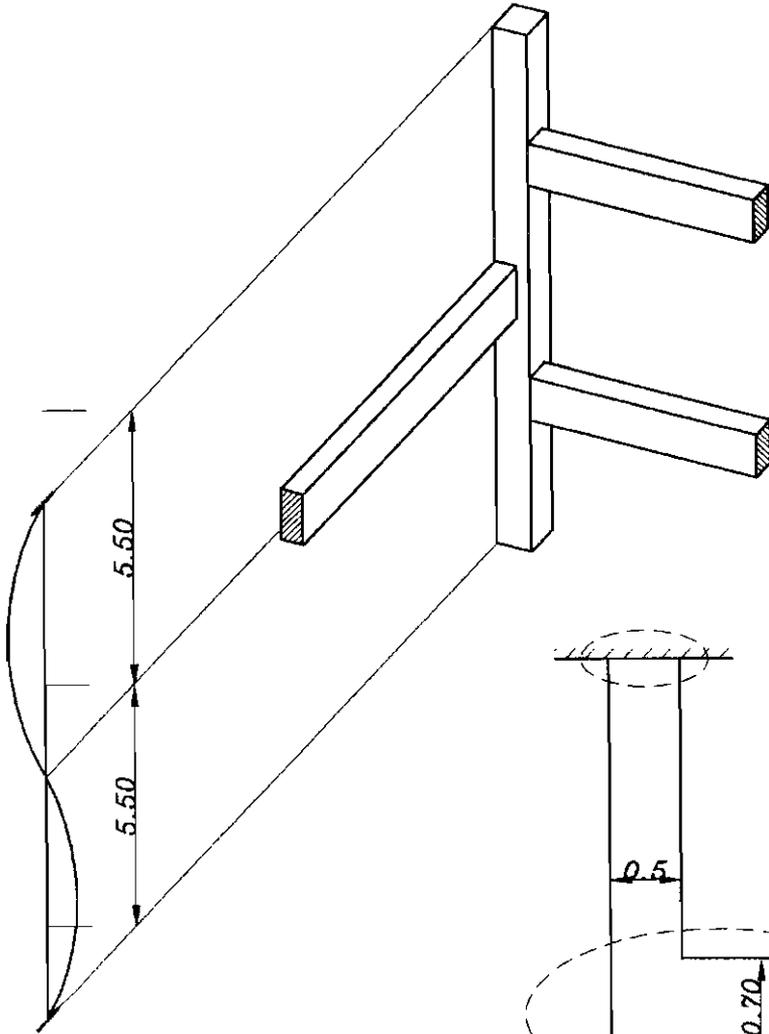
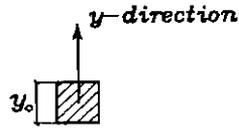




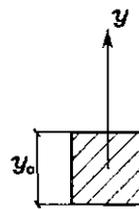
لاحظ أن الحالة غير مقيدة

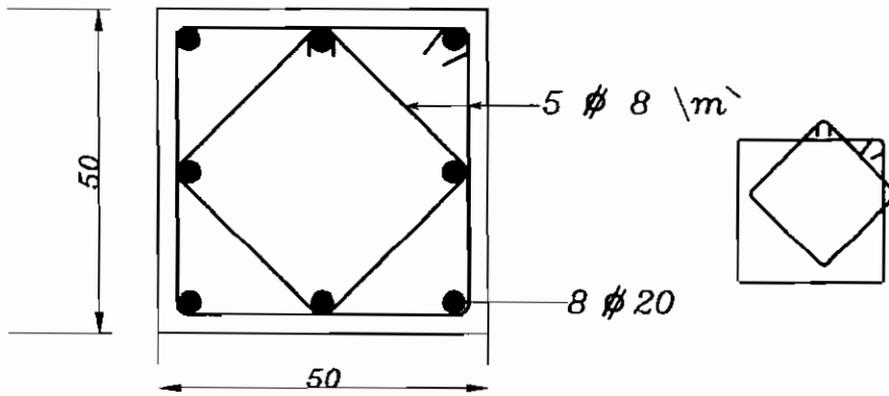
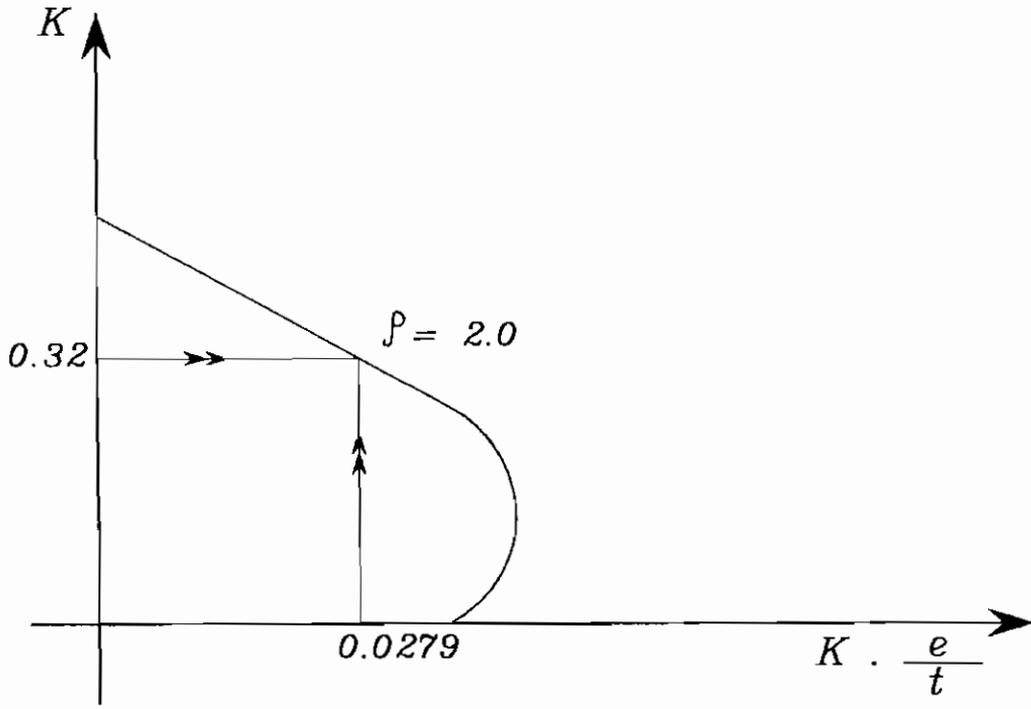


y - direction



لاحظ أن العمود غير مقيد





تفاصيل القطاع

Example : 17

الموضح بالشكل عمود مقيد braced في كلا الاتجاهين (x , y) معرض لحمل أقصى =
. ultimate load (p_u) = 290 t

١ - أدرس حالة الانبعاج buckling conditions في كلا الاتجاهين (y , x) ، ومن ثم قيمة
العزوم الإضافية علي العمود إن وجدت .

٢ - صمم العمود مستخدماً منحنيات التفاعل المناسبة interaction Diagrams مع إعطاء كامل
تفاصيل القطاع رسماً .

Solution:

Buckling load :

In (x) direction :

Top γ Bottom $t_c = 105 > (t_b = 60)$.

Case (2) .

K = 0.85 (table 6 - 9) E.C .

$$\lambda_y = \frac{KH_o}{t} = \frac{0.25 * 5.4}{1.05} = 4.37 < 15 \rightarrow (table.6 - 7)$$

no additional B.M due to buckling .

In (y) direction :

Top γ Bottom $b_c = 25 > (t_b = 60cm)$.

Case (1)

K = 0.75 (table 6 - 9) E.C .

$$H_e = KH_o = 405 .$$

$$\lambda_b = \frac{H_e}{b} = \frac{405}{25} = 16.2 > 15 \rightarrow (table.6 - 7).$$
$$< 30(table.6 - 8).$$

$$\delta = \frac{\lambda_b^2 b}{2000} = \frac{(16.2)^2 \times 25}{2000} = 3.28 \text{ cm.} > 0.05t > 2 \text{ cm.}$$

$$M_{add} = P_u \cdot \delta = 290 \cdot 0.0328 = 9.51 \text{ m.t.}$$

Design:

$$P_u = 290 \text{ t}$$

$$M_{u \text{ add}} = 9.51 \text{ m.t}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

(using interaction diagram chart n° 38)

$$\eta = \frac{20}{25} = 0.8.$$

$$f_y = 3600 \text{ kg / cm}^2$$

$$\alpha = 1.00.$$

$$K = \frac{P_u}{f_{cu} \cdot t \cdot b} = \frac{290 \cdot 1000}{250 \cdot 105 \cdot 25} = 0.442$$

$$\frac{M_u}{f_{cu} \cdot t \cdot b^2} = \frac{9.51 \cdot 10^5}{250 \cdot 105 \cdot (25)^2} = 0.058$$

$$p = 3.6.$$

$$\mu = p f_{cu} 10^{-5} = 0.9\%.$$

$$A_s = A_s^- = \frac{0.9}{100} \cdot 25 \cdot 105 = 23.63 \text{ cm}^2.$$

use 5 ϕ 25 on each side