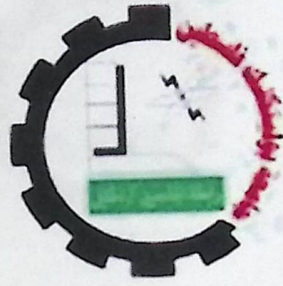


بسم الله الرحمن الرحيم  
جامعة بوليتيكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل

فريق العمل

روان يوسف سلطان

حنان احمد طه

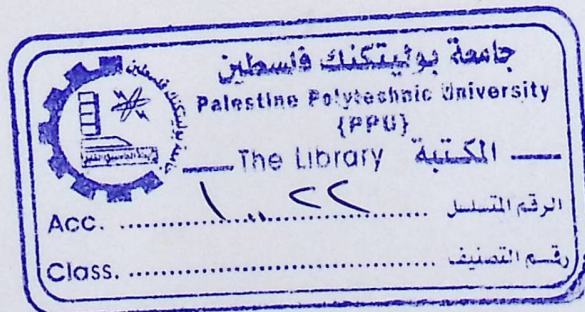
اريج اسحق الحلاحة

المشرف

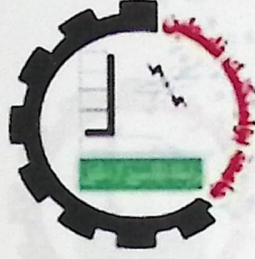
د. نافذ ناصر الدين

الخليل - فلسطين

أيار- 2007



بسم الله الرحمن الرحيم  
جامعة بوليتيكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل

فريق العمل

روان يوسف سلطان

حنان احمد طه

اريج اسحق الحلاحلة

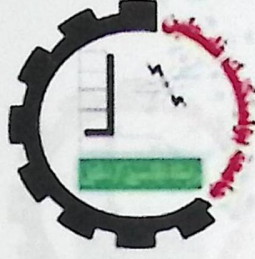
المشرف

د. نافذ ناصر الدين

الخليل - فلسطين

أيار- 2007

بسم الله الرحمن الرحيم  
جامعة بوليتيكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل

فريق العمل

روان يوسف سلطان

حنان احمد طه

اريج اسحق الحلاحلة

المشرف

د. نافذ ناصر الدين

الخليل - فلسطين

أيار- 2007



## الإهداء

إلى أقرب من في الوجود إلى نفسي ..... والداي الحبيبين

إلى أعلى من في الحياة ..... أخوتي الأعزاء

إلى من أهدتني بهم السماء ..... أصدقائي الأحباء

إلى المنارات التي أضاءت لي الدرب ... أساتذتي الأجلاء

إلى كل اللحظات السعيدة التي قضيناها داخل أسوار هذه الجامعة الغراء

إلى أرواح كل الشهداء ..... إلى فلسطين الإباء

إلى كل شيء ظاهر جميل في هذا الوطن المعطاء

إلى كل هؤلاء ..... أهدي ما جنيت بعناء

## الشكر والتقدير

نتقدم بجزيل الشكر والعرفان لله أولاً و إلى جامعتنا العزيزة التي نفتخر باننا تخرجنا تحت كنفها ورعايتها كما نتقدم باسمى ايات الشكر والتقدير الى كلية الهندسة ونخص بالذكر دائرة الهندسة المدنية والمعمارية .

ونتقدم بجزيل الشكر وعظيم الامتنان إلى الدكتور نافذ ناصر الدين الذي بذل ما بوسعه لإنجاز هذا العمل وقدم النصح والارشاد وما لديه من خبرة الينا.

كما نتقدم بالشكر والامتنان إلى رئيس دائرة الهندسة المدنية والمعمارية د. نبيل الجولاني

كما نتقدم بالشكر والامتنان إلى كل من قدم لنا المساعدة في الحصول على المخططات وتقديم المشورة من الدكتور هيثم عياد و المهندس عبد الرزاق ابو زينة و المهندس فراس الجعبري و المهندس موفق أبو زينة .

ونشكر جميع أفراد الهيئة التدريسية في دائرة الهندسة المدنية والمعمارية وكافة العاملين في جامعة بوليتكنك فلسطين

## ملخص المشروع

### التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل

فريق العمل

روان سلطان

حنان احمد طه

اريح الحلاحة

جامعة بوليتكنك فلسطين-2006 م

إشراف

د.نافذ ناصر الدين

تتلخص فكرة المشروع في عمل التصميم الإنشائي وكافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لتنفيذ بناء المجمع التجاري على أكمل وجه، لذلك تم اعداد المخططات المعمارية اللازمة لتعطي الهدف الاساسي للمبنى ، وتخدم احتياجات المبنى باقسامها المختلفة على الوجه الأفضل.

يتركز هذا المشروع على مواكبة تطوير المخططات الهندسية الخاصة بالمبنى من النواحي الإنشائية ، بدءا من تحديد فواصل التمدد ومواقع الاعمدة والجدران الخرسانية المسلحة وحتى تجهيز المخططات الإنشائية الكاملة لجميع اجزاء المبنى وعناصره الإنشائية المختلفة واللازمة للتنفيذ، يتكون المجمع التجاري من ثمانية طوابق والذي يشمل العديد من الفعاليات كمواقف للسيارات والسوق الحرة والمحلات التجارية بالإضافة الى المطاعم والمكاتب والعيادات الطبية موزعة على مختلف الطوابق وهذا المبنى سيتم تصميمه بناء على الكود الأردني ي تحديد الأحمال والكود الخرساني الأمريكي في التصميم.

## Abstract

### *Structural Design of Commercial Building (Hebron City Center)*

#### Project Team

Areej Al-Halahla

Hanan Taha

Rawan Sultan

Palestine Polytechnic University-2007

#### Supervisor

Eng. Nafiz Naser Al-Deen

The aim of this project is to make the structural analysis and design of elements for the commercial building. So the architecture drawing had been prepared to investigate the design by establishing the location of required expansion joint, the columns and the structural walls.

This building consist of eight levels which contain barking, tax free market, shops, restaurants, offices, and clinical office distributed in different levels.

Finally the structural design of this building will be carried out according to the Jordanian and to the ACI code.

## فهرس المحتويات

<u>الصفحة</u>	<u>الموضوع</u>
I	صفحة العنوان الرئيسية.....
II	صفحة المقدمة.....
III	الاهداء.....
IV	الشكر والتقدير.....
V	ملخص المشروع.....
VI	Abstract.....
VII	فهرس المحتويات.....
XI	فهرس الجداول.....
XII	فهرس الاشكال والصور.....
XIV	المختصرات.....

1	الفصل الاول: المقدمة	
3	تمهيد.....	1-1
3	الهدف من المشروع.....	2-1
4	اسباب اختيار المشروع.....	3-1
4	مراحل المشروع.....	4-1
5	التوقيت الزمني لمقدمة المشروع.....	5-1
5	نطاق المشروع.....	6-1
6		

## الفصل الثاني: الوصف المعماري

8	.....	مقدمة	1-2
9	.....	موقع المشروع	2-2
9	.....	لمحة عن المشروع	3-2
9	.....	عناصر المشروع المقترح	4-2
10	.....	1-4-2 موقف السيارات	
10	.....	2-4-2 السوق الحرة	
10	.....	3-4-2 المحال التجارية	
11	.....	4-4-2 المطاعم	
11	.....	5-4-2 لمكاتب	
11	.....	الحركة	5-2
13	.....	الواجهات	6-2

## الفصل الثالث : الدراسات الانشائية

16	.....	مقدمة	1-3
17	.....	هدف التصميم الإنشائي	2-3
18	.....	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	3-3
18	.....	1-3-3 الأحمال	
18	.....	2-3-3 الأحمال الميتة	
19	.....	3-3-3 الأحمال الحية	
20	.....	4-3-3 الأحمال البيئية	
22	.....	العناصر الإنشائية المستخدمة	4-3
22	.....	1-4-3 العقدات	
23	.....	2-4-3 الجسور	

24	..... الأعمدة	3-4-3
24	..... الأساسات	4-4-3
25	..... الجدران الحاملة (جدران القص)	5-4-3
25	..... الجدران الإستنادية	6-4-3
25	..... الأدراج	7-4-3
26	..... المصاعد الكهربائية	8-4-3
26	..... القباب	9-4-3
27	..... فواصل التمدد	10-4-3
28	..... برامج الحاسوب المستخدمة	5-3

#### Chapter Four :Structural Analysis and Design

30	4-1 Introduction.....
30	4-2 Determination of the Thickness of the slab.....
32	4-3 Design of the Rib (R1).....
32	4-3-1 Load Determination .....
33	4-3-2 Design of Topping.....
34	4-3-3 Design of Negative and Positive Moment.....
35	4-3-3-1 Design of Negative Spans.....
39	4-3-3-2 Design of Positive Spans.....
46	4-3-4 Check of shear.....
48	4-4 Design of the Beam (B13).....
48	4-4-1 Design of Negative Spans.....
50	4-4-2 Design of Positive Spans .....
52	4-4-3 Check of shear.....

64	4-5 Stair Slab Design .....
70	4-6 Design of Column .....
70	4-6-1 Column C1 In The Basement Floor.....
73	4-6-2 Column C1 In The Sixth Floor.....
79	4-6-3 Circular Column C8 Design.....
86	4-7 footing Design .....
86	4-7-1 Footing F5 Design.....
91	4-7-2 Footing F14 Design.....
97	4-8 Mat Foundation Design .....
103	4-9 Stair Design .....
111	4-10 Retaining Wall Design .....
120	4-11 Shear Wall Design.....
120	4-11-1 General Definitions.....,
122	4-11-2 Calculation Of Loads.....
122	4-11-3 Calculation Of Shear Force On Shear Wall...
126	4-11-4 Main Stairs Shears Wall Design.....

الفصل الثالث: النتائج والتوصيات

142	..... النتائج	1-5
143	..... التوصيات	2-5
145	..... المصادر والمراجع	
146	..... الملاحق	
21	قائمة أعمال الشرح حسب الارتكاز عن سطح البحر	(3-3)
54	Rectangular Beam Reinforcement for (1 <sup>st</sup> -4 <sup>th</sup> ) Floor	(4-1)
62	T-Section Beam Reinforcement for (1 <sup>st</sup> -4 <sup>th</sup> ) Floor	(4-2)
65	Rectangular Beam Reinforcement for (5 <sup>th</sup> -8 <sup>th</sup> ) Floor	(4-3)
72	T-Section Beam Reinforcement for (5 <sup>th</sup> -8 <sup>th</sup> ) Floor	(4-4)
93	Rectangular columns reinforcement	(4-5)
96	Circular columns reinforcement	(4-5)
108	Footings reinforcement	(4-6)
131	Retaining wall reinforcement	(4-7)

## فهرس الجداول

الصفحة	الدلالة	الجدول
5	الجدول الزمني لاعداد المشروع	(1-1)
19	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	(1-3)
20	الأحمال الحية	(2-3)
21	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	(3-3)
54	Rectangular Beam Reinforcement for (1 <sup>st</sup> -4 <sup>th</sup> )Floor	(4-1)
62	T-Section Beam Reinforcement for (1 <sup>st</sup> -4 <sup>th</sup> )Floor	(4-2)
65	Rectangular Beam Reinforcement for (5 <sup>th</sup> -8 <sup>th</sup> )Floor	(4-3)
72	T-Section Beam Reinforcement for (5 <sup>th</sup> -8 <sup>th</sup> )Floor	(4-4)
93	Rectangular columns reinforcement	(4-4)
96	Circular columns reinforcement	(4-5)
108	Footings reinforcement	(4-6)
131	Retaining wall reinforcement	(4-7)

## فهرس الصور والاشكال

الصفحة	الدلالة	الشكل
12	الأدراج والمساعد بالإضافة إلى الأدراج الآلية	(1-2)
14	احدى واجهات المجمع المطلة على شارع واد التفاح الجديد	(2-2)
14	احدى واجهات المجمع المطلة على شارع واد التفاح القديم	(3-2)
15	القبة من الداخل	(4-2)
23	مقطع رأسي في الجسر	(1-3)
24	مقطع أفقي في العمود	(2-3)
24	مقطع رأسي في الأساس	(3-3)
26	مقطع رأسي في الدرج	(4-3)
27	المنظر العام للقبة من الخارج.	(5-3)
31	The widest Rib	(4-1)
32	Rib (R1)	(4-2)
34	Moment envelop for rib (R1)	(4-3)
46	Shear Envelop For Rib (R1)	(4-4)
48	Spans (1,2) in beam (B13)	(4-5)
48	Moment Envelop For Beam (B13)	(4-6)
52	Shear Envelop For Beam (B13)	(4-7)
75	Plan of stair slab	(4-8)

83	Cross section in column C1 in basement floor	(4-9)
90	Cross section in column C1 in sixth floor	(4-10)
90	Circular column C8 location	(4-11)
92	Cross section in column C8	(4-12)
99	Footing F5 plan	(4-13)
103	Footing F5 detail	(4-14)
105	Footing F14 plan	(4-15)
107	Footing F14 detail	(4-16)
109	Mat foundation F15 plan	(4-17)
111	Shear Envelop of F15	(4-18)
112	Moment Envelope of F15	(4-19)
115	Stair plan	(4-20)
117	Moment & shear Envelop of stair	(4-21)
131	Retaining wall W1 details	(4-22)
135	Main Stair Shear Wall	(4-23)
138	Moment and Shear Diagram	(4-24)

### List of Abbreviations:

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **Cc** = nominal compression concrete moment strength provided by concrete.
- **Cn** = nominal compression strength.
- **Cs** = nominal torsional moment strength provided by torsion reinforcement.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroids of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two-way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.

### List of Abbreviations:

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **Cc** = nominal compression concrete moment strength provided by concrete.
- **Cn** = nominal compression strength.
- **Cs** = nominal torsional moment strength provided by torsion reinforcement.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroids of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two-way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.

- $M_n$  = nominal moment.
- $P_n$  = nominal axial load.
- $S$  = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- $V_c$  = nominal shear strength provided by concrete.
- $V_n$  = nominal shear stress.
- $V_s$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_u$  = factored shear force at section.
- $W_c$  = weight of concrete. ( $Kg/m^3$ ).
- $W_u$  = factored load per unit area.
- $\Phi$  = strength reduction factor.

الفصل الاول

1

1.1	تسمية
2.1	توليد من الخرسانة
3.1	أسباب التصدع في الخرسانة
4.1	مراحل الخرسانة
5.1	الخواص الفيزيائية لخرسانة الخرسانة
6.1	نقل الخرسانة

# الفصل الأول

# 1

## المقدمة

### المقدمة

- 1.1 تمهيد
- 2.1 الهدف من المشروع
- 3.1 أسباب اختيار المشروع
- 4.1 مراحل المشروع
- 5.1 التوقيت الزمني لمقدمة المشروع
- 6.1 نطاق المشروع

## الفصل الأول

### المقدمة

نظرا لتطور المجتمع ، و نموه المتسارع في جميع النواحي و التي من أهمها الناحية الاقتصادية، بالإضافة إلى انخفاض نسبة الأراضي في بعض المناطق نتيجة للاحتلال ولأسباب أخرى، وبالتالي ارتفاع أسعارها، كانت الحاجة لتطور المجمعات التجارية ضرورية لحل مشكلة مستقبلية .

تعتبر المجمعات التجارية في كافة الدول من اهم المراكز التي تبنى عليها الدولة، و من أهم مقوماتها، كونها تعمل على ازدهار و تطور المجتمع، و من هنا كان لا بد من اختيار مجمع تجاري و تصميمه من الناحية الانشائية ، لكي يعود بالنفع و العطاء في سبيل ايجاد مجتمع متميز، و لربط العلم بالعمل ، لنحقق عملا متكامل و شاملا.

وفي سبيل إتمام هذا المشروع على أكمل وجه من الناحية الإنشائية، فإن ذلك يقتضي تجهيز كافة المخططات والتصاميم الإنشائية اللازمة.

## 1-1 تمهيد: خبير المشروع:

صمم هذا المشروع لإنشاء مجمع تجاري في وسط مدينة الخليل على قطعة أرض تبلغ مساحتها حوالي (3528.8) م<sup>2</sup> ، بحيث تصمم كوحدة كاملة تتوفر فيها جميع متطلبات الراحة والامان، وتوفر افضل وسيلة لعرض البضائع وذلك من خلال سهولة الوصول الى المبنى وتوفير اماكن الانتظار ومسافات السير المعقولة ، لتحقيق افضل مبيعات ممكنة وبالتالي الوصول الى اعلى نمو اقتصادي من خلال استغلال المساحات بشكل جيد و تنوع الفعاليات وتلبية متطلبات الزائرين كما توفرت اماكن للراحة و الرفاهية كالمطاعم و اماكن خصصت للاعب الاطفال ، كما ويمكن الوصول الى العيادات الطبية في الحالات الطارئة بسهولة، صمم هذا المجمع من قبل المهندس المعماري فراس الجعبري من مكتب ( Mimarferas ) الهندسي.

## 2-1 الهدف من المشروع:

يهدف المشروع إلى:

1. ربط وصب المعلومات التي تمت دراستها في المساقات المختلفة في هذا المشروع.
2. تحديد الأحمال التي يتعرض لها هذا المنشأ وبيان أثر كل نوع من الأحمال.
3. تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر.
4. التعامل مع المشروع كوحدة واحدة.
5. استخدام الكود المناسب .
6. مقارنة التطابق بين التحليل والتصميم اليدوي و بين استخدام البرامج .
7. إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية التفصيلية.

ولتحقيق هذه الأهداف، فقد تم اختيار بناء مجمع تجاري في مدينة الخليل لتصميمه لإعداد كافة المخططات التفصيلية في نهاية المشروع.

### 3-1 أسباب اختيار المشروع:

يوجد هناك عدة أسباب لاختيار المشروع، منها:

1. الرغبة في اختيار مشروع يحتاج إلى تصميم إنشائي.
2. الحاجة إلى مثل هذا النوع من البناء نظرا لزيادة الكثافة السكانية باستمرار بالإضافة إلى قلة الأراضي في هذا الموقع التجاري المتميز لذلك كانت الحاجة لتطور المجمعات التجارية لتلبية كافة متطلبات المتسوق وتوفير متطلبات الراحة و الترفيه له .
3. بما أن هذه السنة هي السنة الأخيرة التي تفصلنا عن الحياة والواقع العملي الذي يصب كل مهندس معلوماته فيه ليثبت نفسه جاءت رغبتنا في عمل مشروع التخرج هذا وذلك لتحقيق عدة أهداف :
  - اكتساب المهارة في إنجاز التصميم والتفاصيل الإنشائية لمشروع متكامل.
  - رغبتنا في تصميم إنشائي لمشروع قريب من طبيعة المشاريع الموجودة في بلادنا.

### 4-1 مراحل المشروع:

1. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة.
2. دراسة تحليلية لهذا المنشأ يتم فيه تحديد الأحمال جميعها وتحديد النظام والعناصر الإنشائية المختلفة والأفضل ومن ثم تحديد الأحمال .
3. التصميم الإنشائي الكامل لهذه العناصر .
4. إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي يحتويها المجمع التجاري.

## 5-1 التوقيت الزمني لمقدمة المشروع:

- بداية تم إعطاءنا التعليمات الخاصة بوقت بداية ونهاية تسليم المشروع من اختيار المشروع المناسب ، وتحضير المخططات ، والتسليم النهائي .
- بالنسبة للجدول الزمني الذي سوف نتبعه في المقدمة هو كالتالي:

جدول ( 1-1 ) الجدول الزمني لاعداد المشروع

الرقم	النشاط	فترة النشاط ( بالأسابيع )													
		28	26	24	22	20	18	16	14	12	10	8	6	4	2
1	دراسة المخططات المعمارية														
2	دراسة تحليلية للمنشأ														
3	التصميم الإنشائي الكامل للعناصر														
4	إعداد المخططات الإنشائية														
5	كتابة التقرير النهائي														

## 6-1 نطاق المشروع

يحتوي هذا المشروع على:

- الفصل الأول : يتضمن مقدمة عامة عن المشروع .
- الفصل الثاني : يتضمن الوصف المعماري للمشروع.
- الفصل الثالث : يتضمن الوصف الإنشائي للمشروع.
- الفصل الرابع : يتضمن تحليل وتصميم العناصر الإنشائية.

- الفصل الخامس : اعداد المخططات التنفيذية.
- الفصل السادس : النتائج والتوصيات

## الوصف المعماري

2

1-2	مقدمة
2-2	موقع المشروع
3-2	لمحة عن المشروع
4-2	عناصر المشروع المقترح
1-4-2	مواقف السيارات
2-4-2	اسواق البقالة
3-4-2	المحل التجاري
4-4-2	المطعم
5-4-2	الكتاب
5-2	الخاتمة
6-2	التوصيات

## الفصل الثاني

### الوصف المعماري

# 2

1-2 مقدمة

2-2 موقع المشروع

3-2 لمحة عن المشروع

4-2 عناصر المشروع المقترح

1-4-2 موقف السيارات

2-4-2 السوق الحرة

3-4-2 المحال التجارية

4-4-2 المطاعم

5-4-2 المكاتب

5-2 الحركة

6-2 الواجهات

## الفصل الثاني

2-2 موقع المشروع

### الوصف المعماري

#### 1-2 مقدمة

لأداء أي عمل لابد وان يتم بمراحل عدة حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من ناحيتين (الناحية المعمارية، الناحية الإنشائية)، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ، ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة، ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها، وذلك اعتماداً على الأحمال المختلفة التي يتم نقلها إلى الأساسات عبر هذه العناصر، ومن ثم تنتقل إلى التربة عبر الأساسات.

## 2-2 موقع المشروع

تقع قطعة الأرض التي سيتم إقامتها عليها بناء مجمع تجاري في منطقة باب الزاوية، في محافظة الخليل ، بين شارعي واد التفاح القديم و الجديد ، وتبلغ مساحة قطعة الأرض حوالي ( 3528.8 ) م<sup>2</sup>.

## 3-2 لمحة عن المشروع

يتضمن هذا المشروع عمل دراسة إنشائية لجميع عناصر المبنى الإنشائية والتي تكون الهيكل الإنشائي للمبنى حسب المخططات المعمارية التي زدنا بها، ومن خلال المخططات يظهر لنا ان المبنى المقترح مكون من مبنى مستقل يشرف على شارعين رئيسيين و تبلغ مساحة المشروع الاجمالية تقريبا (23738.7)م<sup>2</sup> موزعة على ثمانية طوابق بمساحات وارتفاعات مختلفة .

يظهر من خلال المخططات وبشكل واضح تطابق شكل المبنى مع قطعة الارض و ذلك لاستغلال المساحة بشكل كامل، ويظهر ايضا تعدد المناسيب والبروزات في الطوابق العلوية و ذلك لإبراز عناصر الجمال المعماري من ناحية، وبسبب طبيعة قطعة الأرض من ناحية أخرى.

## 4-2 عناصر المشروع المقترح

يتكون البناء من ثمانية طوابق من ضمنها تسويتين استخدمت احداها كموقف للسيارات والاخرى كسوق حرة، و ثلاثة طوابق للمحال التجارية ، و طابق خصص للمطاعم و اماكن لالعب الاطفال، بالاضافة الى ذلك طابقين للمكاتب و العيادات و يمكن تفصيلها على النحو التالي:

#### 1-4-2 موقف السيارات:

يحتل طابق التسوية الاول و له مداخل و مخارج خاصة ، يتصل مع الطوابق العلوية من خلال ثلاثة ادراج منفصلة و مصعدين كهربائيين وتوجد فيه غرفة للحارس، ومساحته كافية لاستيعاب سيارات رواد وموظفين المجمع.

#### 2-4-2 السوق الحرة:

يحتل طابق التسوية الثاني و موصول مع الطوابق العلوية بواسطة الادراج العادية و الكهربائية و المصاعد الكهربائية ، و يحتوي على وحدات صحية و له مدخل رئيسي خارجي.

#### 3-4-2 المحال التجارية:

يحتوي المجمع على كافة انواع المحال التجارية من : مواد غذائية و الالبسة و الاحذية و المجوهرات و صالونات تصفيف الشعر و الازهار و الورود و الادوات الكهربائية و الادوات المنزلية و غير ذلك و يحتوي كل محل على وحدة صحية ، و هذه المحال موجودة في الطابق الارضي و الطوابق الاول و الثاني.

#### 4-4-2 المطاعم:

تحتل المطاعم الطابق الثالث و فيها مكان مخصص لالعب الاطفال مع وجود مكان مخصص لمراقب حرصا على سلامتهم.

#### 5-4-2 المكاتب:

يحتوي المجمع على مكاتب هندسية متعددة ،و مكاتب مقاولين ،و عيادات اطباء، و مكاتب محامين، و غير ذلك، و تحتل هذه المكاتب الطوابق الرابع و الخامس.

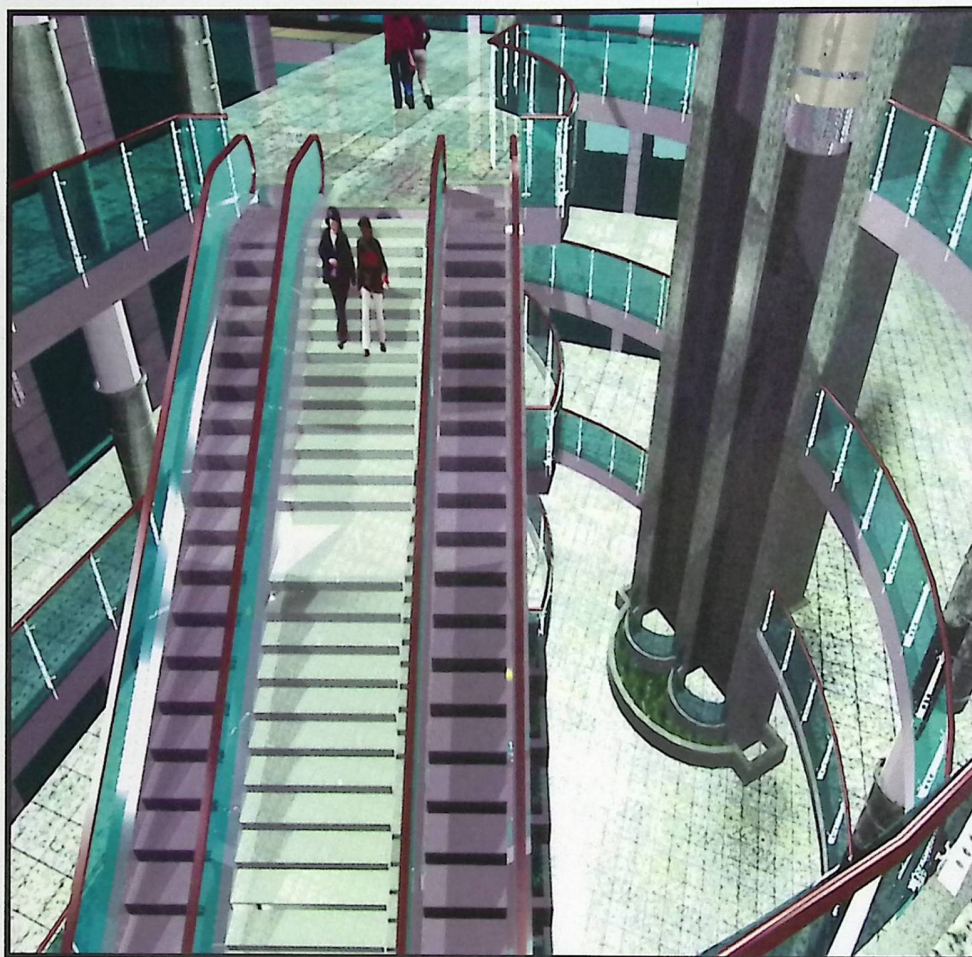
#### 5-2 الحركة:

أ- الحركة من خارج المجمع التجاري الى داخله : وهي عبارة عن حركة الزبائن وحركة العربات التي تعمل على ايصال البضائع للمركز .

ب- الحركة داخل المجمع التجاري : وهي عبارة عن حركة افقية تتم من خلال بهو رئيسي يعمل على توزيع الحركة داخل الطابق الواحد من خلال الممرات الموجودة في كل طابق ،وتتوزع المحال التجارية على جانبي الممرات ،وحركة عمودية وهي حركة الزبائن عبر الطوابق المتعددة من خلال ادراج ومصاعد وسلالم .

ج- الادراج الالية تكون ضرورية عند نقل حوالي 2000 شخص/ساعة ، وتوضع في وسط المبنى وبشكل مرني من الداخل وبميل 30 درجة .

رتبت المصاعد على ثلاث مجموعات و وزعت في المبنى بحيث تخدم جميع اجزاء المبنى كما الشكل (1-2) الذي يبين الادراج والمصاعد والسلالم بالاضافة الى الادراج الالية.



الشكل (1-2) الادرار والمصاعد بالاضافة الى الادرار الالية

## 6-2 الواجهات:

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات ان الطراز الحديث و التكنولوجيا الحديثة مستخدمة بشكل كبير و ذلك من خلال استخدام حجر الرخام في البناء و الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الالمنيوم و الزجاج المعالج لمثل هذا الاستخدام ، ليؤمن السلامة للمواطنين في حال تعرضه للكسر كما في الشكل (2-2) والشكل (3-2).

أما القبة الزجاجية التي تعلو المبنى فهي تزود كامل المبنى بانارة طبيعية بحيث تمنع دخول اشعة الشمس الضارة بالاضافة الى انها تضيفي للمبنى رونق جمالي كما في الشكل (4-2).



الشكل (2-2): احدى واجهات المجمع المطلة على شارع واد التفاح الجديد



الشكل (2-3): احدى واجهات المجمع المطلة على شارع واد التفاح القديم

## الفصل الثالث



الشكل (4-2): القبة من الداخل

1-4-3 المبنى الحديث (مركز دبي)

2-4-3 المبنى الاستعماري

3-4-3 الكراج

4-4-3 المساحات الخارجية

5-4-3 القبة

6-4-3 أوتار السقف

7-4-3 برنامج الحاسوب الاستعماري

## الفصل الثالث

# 3

### الدراسات الإنشائية

1-3	مقدمة
2-3	هدف التصميم الإنشائي
3-3	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل
1-3-3	الأحمال
2-3-3	الأحمال الميتة
3-3-3	الأحمال الحية
4-3-3	الأحمال البيئية
4-3	العناصر الإنشائية المستخدمة
1-4-3	العقدات
2-4-3	الجسور
3-4-3	الأعمدة
4-4-3	الأساسات
5-4-3	الجدران الحاملة (جدران القص)
6-4-3	الجدران الإستنادية
7-4-3	الأدراج
8-4-3	المصاعد الكهربائية
9-4-3	القباب
10-4-3	فواصل التمدد
5-3	برامج الحاسوب المستخدمة

## الفصل الثالث

### الدراسات الإنشائية

#### 1-3 مقدمة

عملية التصميم الإنشائي اهم عملية بعد الانتهاء من أعمال التصميم المعماري، حيث لا بد من القيام بها للحصول على مبنى قادر على استيعاب جميع الأحمال الواقعة عليه، لذلك من خلال هذه العملية سيتم تصميم كل العناصر الإنشائية المختلفة ، للوصول الى افضل تصميم انشائي ممكن، يلبي طموحاتنا وقدراتنا ويحقق افضل امان واعلى كفاءة وباقل تكلفة ممكنة.

#### 2-3 هدف التصميم الإنشائي

من اهم اهداف التصميم الإنشائي إيجاد نظام إنشائي متكامل بعناصر إنشائية قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها والاجهادات الناتجة عنها.

كما لا بد للتصميم الإنشائي أن يحقق العامل الاقتصادي والامان وان يراعى استخدام المواد والقطاعات الإنشائية المتوفرة بحيث تتناسب مع إمكانيات وقدرات المقاولين الفنية والمادية.

### 3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به للقيام بعملية التحليل والتصميم، حيث انه من خلالها يمكن الوصول إلى افضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

#### 1-3-3 الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة ومن هذه الأحمال:

الأحمال الميتة، الحمال الحية، والأحمال البيئية.

لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلبا على التصميم الإنشائي وقد يكون هذا الخطأ قاتل لا سمح الله.

#### 2-3-3 الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلاصق المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kg/m <sup>3</sup> )
1	المونة والبلاط	2300
2	الطمم	1810
3	الخرسانة	2400
4	الطوب	1000
5	القضارة	2200
6	الرمل	2000

ملاحظة: تحسب اوزان القواطع بقيمة 1250 كغم/م<sup>2</sup> للمقطع.

### 3-3-3 الأحمال الحية

هي تلك الأحمال التي تؤثر بشكل رأسي، تشمل الاوزان غير الثابتة في المبنى , توضع بشكل مؤقت ويمكن نقلها, ومن هذه الاوزان:

1. الأجهزة والمعدات.
2. وزن الأثاث.
3. القواطع المتحركة .
4. واهم ما يمثلها الاشخاص.

هذه الأحمال تم تقديرها حسب استخدام المنشأة وتم وضعها في جداول خاصة حسب الكود الاردني، منها:

جدول (2-3) الأحمال الحية

الحمل الحي (kg/m <sup>2</sup> )	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
500	مواقف السيارات	1
500	المخازن	2
500	الأدراج	3
200	السقوف	4
500	المطاعم	5
250	المكاتب	6

### 4-3-3 الأحمال البيئية

هي حمل ثالث من الأحمال الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

#### 1. الرياح:

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أدوار. وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. هذا وتصمم جدران القص اعتماداً على سرعة الرياح القصوى بقيمة (0.4 kN/m<sup>2</sup>) اعتماداً على الكود الأردني.

## 2. الثلوج:

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج على الأسس التالية:

- الوزن النوعي للثلج .
- ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

الجدول (3-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

أحمال الثلوج (kN /m <sup>2</sup> )	علو المنشأ عن سطح الأرض (h) (بالمتر )
0	$h < 250$
$(h-250) / 1000$	$500 > h > 250$
$(h-400) / 400$	$1500 > h > 500$
$(h - 812.5) / 250$	$2500 > h > 1500$

3. الزلازل: (One-way ribbed slab) (One-way ribbed slab)

(solid slabs) (solid slabs)

أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص، المصممة بسماكات و تسليح كافية ، تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الاحمال لذى يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتمادا ورجوعا إلى الكود المستخدم.

### 4-3 العناصر الانشائية المستخدمة:

1-4-3 العقدات:

هي عبارة عن العنصر الانشائي الذي يقوم بنقل الاحمال من المستوى العامودي الى العناصر الحاملة مثل الجدران والاعمدة ، توجد انواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها :-

1. عقدات أعصاب باتجاه واحد (One-way ribbed slab)

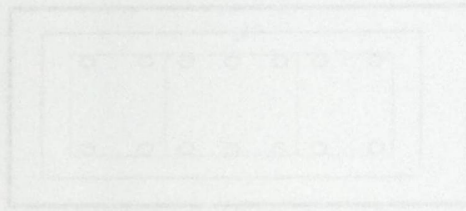
2. البلاطات المصمتة (solid slabs)

3. عقدات اعصاب باتجاهين (Two-way ribbed slab)

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الانشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذين النوعين :-

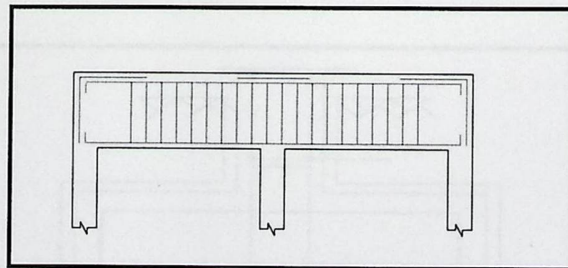
1. عقدات أعصاب باتجاه واحد (One-way ribbed slab)
2. البلاطات المصمتة (solid slabs)

أما الأعصاب فتحدد عن طريق معرفة سماكة العقدة وتحديد الطوب المستخدم، فهي عبارة عن جسور صغيرة يوضع بينها طوب والذي من شأنه يعمل على تقليل حمل العقدة الذاتي.



### 2-4-3 الجسور

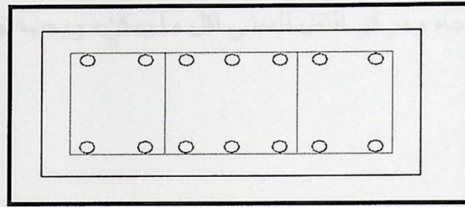
تكمن أهمية الجسور في نقل الأحمال الواقعة عليها من العقدات وتوزيعها على الأعمدة وتعتمد كمية الحديد على الأحمال الواقعة على الجسر بالتناسب الطردي مع طول الجسر بحيث تسهل عملية تقطيع الفراغات داخل المنشأ ومن المفترض معرفة مقدار هذه الأحمال والمسافات الموجودة ليتم اختيار أنواع الجسور المناسبة سواء كانت المسحورة أو المدلى أو استخدام الجسور الدائرية.



شكل (1-3) : مقطع رأسي في الجسر

### 3-4-3 الأعمدة

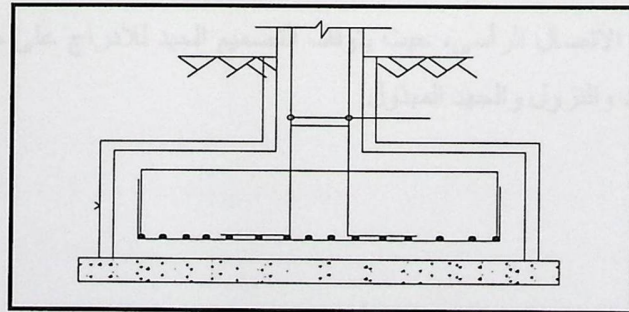
هي تلك العناصر التي يقوم عليها البناء، فوجودها يعني وجود البناء وقوتها تعني استقرار المبنى وثباته، فعن طريقها يتم نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات والتربة، لذلك تجب الدقة في تصميمها لتكون ذات قدرة كافية على نقل وحمل الأحمال الواقعة عليها وتوزيعها بما يتناسب مع قوة تحمل التربة



شكل (2-3) مقطع أفقي في العمود

### 4-4-3 الأساسات

الأساسات هي العنصر الأهم في أي منشأة، وهي أول ما يبدأ بتنفيذه عند انشاء البناء إلا ان تصميمها يأتي بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى حيث تقوم بنقل وتوزيع الأحمال المنقولة من الجدران والأعمدة إلى التربة وهذا يتطلب إعطاؤها أهمية خاصة ، يتم تحديد الأساس الذي يمكن استخدامه بما يتلاءم مع قدرة تحمل التربة والأحمال الواقعة عليها.



شكل (3-3) مقطع رأسي في الأساس

### 5-4-3 جدران القص:

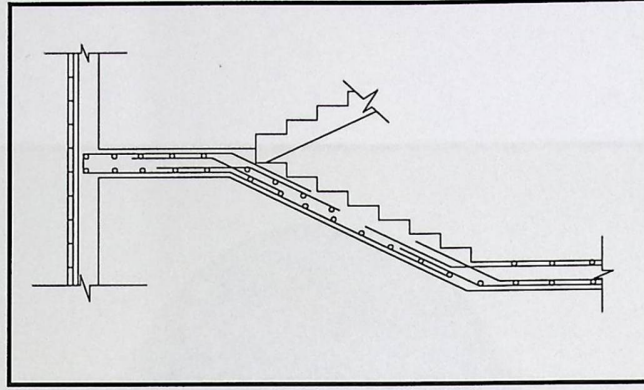
جدران قوى القص هي جدران راسية تعمل على تحمل الاوزان الرأسية المنقولة اليها، مصممة لتقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ ونقلها إلى الأرض وتتمثل بجدران بيت الدرج وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، لذلك عند تصميم المنشأة يجب مراعاة ان تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى اقل ما يمكن، ويجب توافرها بالاتجاهين.

### 6-4-3 الجدران الإستنادية

تبعاً لكون المنشأ يحتوي على تسويتين تحت منسوب سطح الأرض، فلذلك يفترض استخدام جدران إستنادية على محيط التسويتين، وعمل التصميم الإنشائي لها بشكل مفصل وفقاً للمعايير التي يحددها الكود الأمريكي.

### 7-4-3 الأدراج

تعتبر من عناصر الاتصال الرأسي، حيث يتوقف التصميم الجيد للأدراج على مدى مطابقته لأبعاد جسم الإنسان وحركته في الصعود والنزول والجهد المبذول.



شكل (4-3) مقطع رأسي في الدرج

في هذا المشروع تم اختيار نوعين من الادرار :

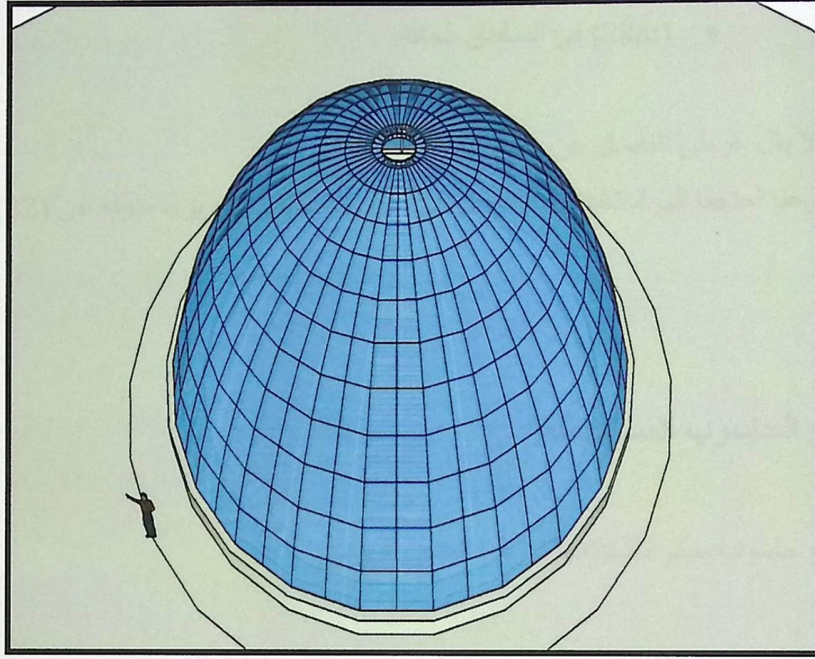
1. الادرار الخرسانية : وهي التي سيتم تصميمها انشائيا.
2. الادرار الكهربائية .

#### 8-4-3 المصاعد الكهربائية

وهي من عناصر الإتصال الرأسي، حيث توضع في تصميم المباني بشكل عام عندما يزيد ارتفاعها عن ثلاثة طوابق أو أربعة.

#### 9-4-3 القباب:

القبّة من أهم العناصر التي تميز هذا المبنى عن غيره والتي تعلو المبنى لتزود كامل المبنى بانارة طبيعية بحيث تمنع دخول اشعة الشمس الضارة بالاضافة الى انها تضيف للمبنى رونق جمالي و هذا المشروع يحتوي بالإضافة إلى القبّة على سقّين قشريين انظر الشكل(3-5).



الشكل (3-5): المنظر العام للقبة من الخارج.

### 10-4-3 فواصل التمدد:

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط. وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية. ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

1. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.

- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

2. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

وفي مشروعنا احتجنا إلى استخدام هذا الفصل في منتصف المبنى لأنه يزيد طوله عن (32).

### 5-3 برامج الحاسوب المستخدمة:

هنالك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:

1. AUTOCAD 2004 لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
2. STAAD III: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض أجزاء المبنى.
3. PROKON: لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية.
4. RCD: لعمل بعض التحاليل والتصاميم الإنشائية لبعض أجزاء المبنى.
5. ATIR.

## Chapter Four

# 4

## Structural Analysis and Design

---

### 4-1 Introduction

### 4-2 Determination of the Thickness of the slab

### 4-3 Design of the Rib

### 4-4 Design of the Beam

### 4-5 Stair Slab Design

### 4-6 Design of Column

### 4-7 Footing Design

### 4-8 Mat Foundation Design

### 4-9 Stair Design

### 4-10 Retaining Wall Design

### 4-11 Shear Wall Design

## Chapter Four

### Structural Analysis and Design

#### 4-1 Introduction

In this chapter, we will show the procedure for designing the several structural members of our project, so we will discuss the steps that we followed to design the ribs, beams, slabs, columns, retaining wall, foundations, and the shear walls.

So, this chapter will contain a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project.

All of these members will be designed according to (ACI – code-318 02).

#### 4-2 Determination of the Thickness of the slab

There are two main types of loads acting on the structure:-

- 1- Dead loads: - which will be determined by the weight calculations based on its density.
- 2- Live load: And its value will be taken from the Jordanian code.

The thickness of the slab will be determined according to (ACI – Code -318), table 9.5 a. So, according to this code, the minimum thickness of the slab of non- prestressed beams or one way slabs is calculated as follows :-

We will take the most length span available in our project, which its number is (R2), in the ground floor.

See the following figure (4-1).

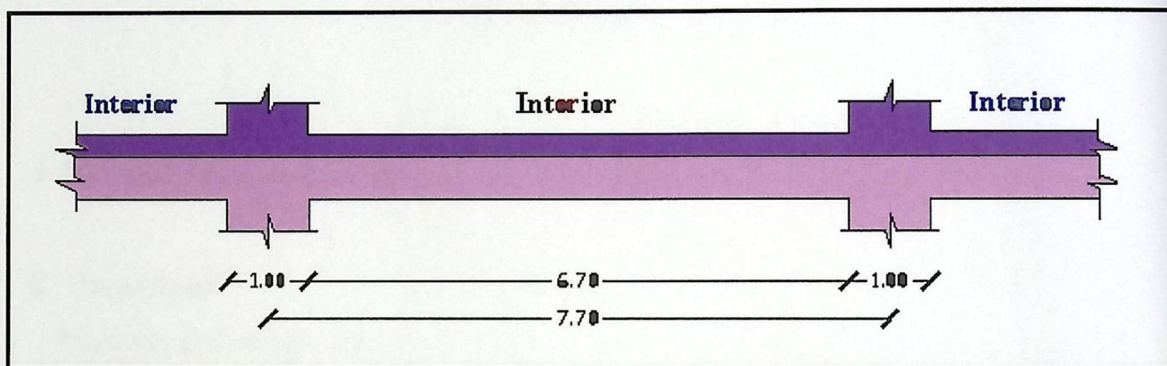


Fig (4-1) The widest Rib

$h_{\min} = L_n / 21 = 6.7 / 21 = 0.319 \text{ m.}$	For Interior span.
$h_{\min} = L_n / 18.5 = 5.5 / 18.5 = 0.297 \text{ m.}$	For Exterior span.
$h_{\min} = L_n / 16 = 3.4 / 16 = 0.213 \text{ m.}$	For simply supported beam.
$h_{\min} = L_n / 8 = 2.2 / 8 = 0.275 \text{ m.}$	For cantilever.

So, for the longest interior span: -

- $L_n = 6.7\text{m}$
- $h_{\min} = 6.7 / 21 = 0.319 \text{ m} = 31.9 \text{ cm}$

As we calculated the minimum thickness is 31.9 cm, we will take it as 35 cm. With block size (27 cm\*40cm\*20cm), and the concrete cover above the block will be equal 8cm.

### 4-3 Design of the Rib (R1)

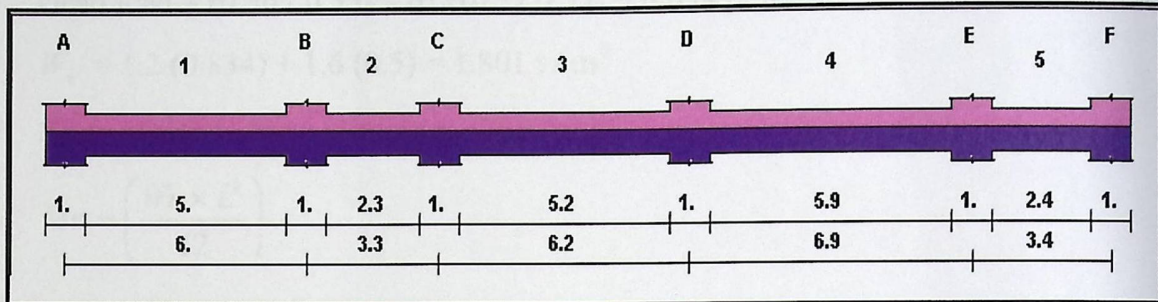


Fig (4-2) Rib (R1)

#### 4-3-1 Load Determination

##### 1. Dead load:

Dead load of ribbed slab: -

- **Topping** =  $(0.08) * (0.55) * (2.5) = 0.11 \text{ t / m}$ .
- **Rib** =  $(0.15) * (0.27) * (2.5) = 0.1013 \text{ t / m}$
- **Block** =  $(0.27) * (0.40) * (0.9) = 0.0972 \text{ t / m}$
- **Sand** =  $(0.1) * (0.55) * (2.0) = 0.11 \text{ t / m}$
- **Tile** =  $(0.03) * (0.55) * (2.2) = 0.0363 \text{ t / m}$
- **Plaster** =  $(0.03) * (0.55) * (2.2) = 0.0363 \text{ t / m}$
- **Partitions** =  $(0.125) * (0.55) = 0.069 \text{ t / m}$

**Total Dead Load** =  $0.56 \text{ t / m}$

##### 2. Live Load:

For stories =  $500 \text{ kg / m}^2 = 0.5 \text{ t / m}^2$  .  
 $= 0.5 * 0.55 = 0.28 \text{ t / m}$ .

#### 4-3-2 Design of Topping

- Live load =  $0.5 \text{ t / m}^2$  (For stories).
- Dead load =  $(0.56 / 0.55) - (0.1013 / 0.55) = 0.834 \text{ t / m}^2$
- $W_u = 1.2 (0.834) + 1.6 (0.5) = 1.801 \text{ t / m}^2$
- Assume slab is fixed at support point (ribs):

- $$M_u = \left( \frac{W_u \times L^2}{12} \right)$$

$$M_u = \left( \frac{1.801 \times 0.4^2}{12} \right) = 0.0240 \text{ t.m, for 1 m wide strip.}$$

- According to ACI (9.5.2.3)

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \rightarrow f'_c = 0.8 \times 30 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} = 0.7 \sqrt{24} = 3.43 \text{ MPa} = 0.0343 \text{ t / cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 8^2}{6} = 1066.7 \text{ cm}^3$$

$$M_n = f_r \times S = 0.0343 \times 1066.7 = 36.6 \text{ t.cm} = 0.366 \text{ t.m}$$

$$\phi M_n = 0.55 \times 0.366 = 0.2013 \text{ t.m}$$

$$\phi = 0.55 \quad \text{for plain concret}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$0.2013 > 0.0240$$

**No structural reinforcement is necessary**

**∴ Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:**

- Referring to (ACI-7.12.2.1.b).

The steel used in our region has a yielding stress = 400 MPa.

$$\rho = 0.0018.$$

- $A_s = \rho \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$

Use bars  $\Phi 8$

$$\rightarrow \# \text{ of bars} = \frac{1.44}{0.5} = 2.88$$

$\therefore$  use 4 $\phi$  @ 25 cm

$$A_{s \text{ provide}} = \frac{100}{25} \times 0.5 = 2 \text{ cm}^2 / 1\text{m.}$$

Use  $\Phi$  8 @ 25 cm

#### 4-3-3 Design of Negative and Positive Moment:

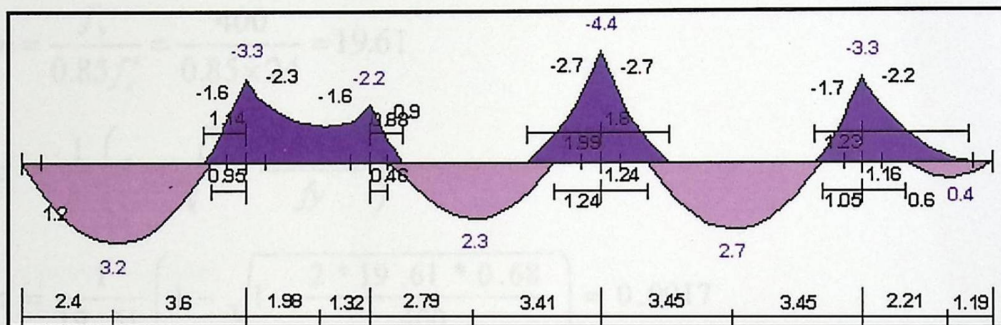


Fig (4-3) Moment envelop for rib (R1)

Using Atir software we found that the envelope of moment for this Rib ( R1 ) is as follows:-

See fig (4-3).

- Live load = 0.28 ton/m.
- Dead load = 0.56 ton / m.

#### 4-3-3-1 Design of Negative Moment

##### Support B & Support E :

- Negative  $M_u$  max = - 3.3 t.m
- $d = h - \text{Cover} - (d/2) - d_b$  (stirrups) =  $35 - 2 - (1.4/2) - 1.0 = 31.3$  cm.

$$Rn_{req} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3.3 \times 10^5}{0.9 \times 55 \times 31.3^2} = 6.8 \text{ kg/cm}^2 = 0.68 \text{ MPa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.68}{400}} \right) = 0.0017$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0017 \times 55 \times 31.3 = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (15)(31.3) \geq \frac{1.4}{400} (15)(31.3)$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.4 \text{ cm}^2 \geq 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.6 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 2.9 \text{ cm}^2 > 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{2.90}{1.54} = 1.88 \text{ bar}$$

Use  $2\Phi 14$  mm ..... with  $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$ .

- Check yielding

$$T = A_s \times f_y = 3.08 \times 4.00 = 12.32 \text{ t}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{12.32}{0.85 \times 0.24 \times 15} = 4.03 \text{ cm}$$

From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{4.03}{0.85} = 4.73 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{31.3-4.73}{4.73} \times 0.003 = 0.016$$

$$\rightarrow 0.016 > 0.005 \quad \text{o.k}$$

### Support C:

- Negative Mu max = - 2.2 t.m

$$Rn_{req} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2.2 \times 10^5}{0.9 \times 55 \times 31.3^2} = 4.53 \text{ kg/cm}^2 = 0.453 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.453}{400}} \right) = 0.001$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.001 \times 15 \times 31.3 = 0.516 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (15)(31.3) \geq \frac{1.4}{400} (15)(31.3)$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.43 \text{ cm}^2 \geq 1.6 \text{ cm}^2 \quad \text{..... 1.6 cm}^2 \text{ controls}$$

- $A_{s \text{ req}} = 0.516 \text{ cm}^2 < 1.6 \text{ cm}^2$

- $\therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 1.6 \text{ cm}^2$

- # of bars =  $\frac{1.6}{1.54} = 1.04 \text{ bar}$

Use **2Φ14 mm** ..... with **As = 3.08 cm<sup>2</sup>**.

- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 3.08 \times 4.00 = 12.32 \text{ t}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{12.32}{0.85 \times 0.24 \times 15} = 4.03 \text{ cm}$$

From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{4.03}{0.85} = 4.73 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{31.3 - 4.73}{4.73} \times 0.003 = 0.016$$

→ 0.016 > 0.005 ..... o.k

### Support D:

- Negative Mu max = -4.4 t.m

- d = h - Cover - (d/2) - db (stirrups) = 35 - 2 - (1.4/2) - 1.0 = 31.3 cm.

- $Rn_{req} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4.4 \times 10^5}{0.9 \times 55 \times 31.3^2} = 9.07 \text{ kg/cm}^2 = 0.907 \text{ MPa.}$

- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.907}{400}} \right) = 0.0023$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0023 \times 55 \times 31.3 = 4.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (15)(31.3) \geq \frac{1.4}{400} (15)(31.3)$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.4 \text{ cm}^2 \geq 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.6 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 4.0 \text{ cm}^2 > 1.6 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  select  $A_{s \text{ req}} = 4.0 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ of bars} = \frac{4.0}{1.54} = 2.6 \text{ bar}$$

Use  $3\Phi 14 \text{ mm}$  ..... with  $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$

▪ Check yielding

$$T = A_s \times f_y = 4.62 \times 4.00 = 18.48 \text{ t}$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{18.48}{0.85 \times 0.24 \times 15} = 6.04 \text{ cm}$$

From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{6.04}{0.85} = 7.1 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{31.3 - 7.1}{7.1} \times 0.003 = 0.010$$

$\rightarrow 0.010 > 0.005$  o.k

#### 4-3-3-2 Design of Positive Moment:

##### 1st span (L = 6.0m) :

- Positive Mu max = 3.2 t.m
- Effective Flange width ( $b_E$ ) according to ACI code 8.10.2:
  - $b_E$  For T- section is the smallest of the following:
  - $b_E = L / 4 = 6.0 / 4 = 1.5\text{m} = 150\text{ cm.}$
  - $b_E = b_w + 16 t = 15 + 16 (8) = 143\text{ cm}$
  - $b_E = \text{C/C spacing} = 55\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Control}$
  - $b_E = 55\text{ cm.}$
- Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:
- For  $a = t = 8\text{ cm}$
- $C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 (0.24) (8) (55) = 89.76\text{ ton}$
- $M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 89.76 (31.3 - 0.5 (8)) / 100 = 24.5\text{ t.m}$
- $\Phi M_n = 0.9 (24.5) = 22.05\text{ t.m}$
- Check  $\Phi M_n = 22.05\text{ t.m} > \text{Mu} = 3.2\text{ t.m}$
- $\therefore$  Design as a rectangular with  $b_E = 55\text{ cm}$
- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{3.2 \times 10^5}{0.9 \times 55 \times 31.3^2} = 6.5\text{ kg/cm}^2 = 0.65\text{ MPa}$
- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$
- $\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.65}{400}} \right) = 0.0017$
- $A_{s\text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0017 \times 55 \times 31.3 = 2.8\text{ cm}^2$

$$\square A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(bw)(d)$$

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(15)(31.3) \geq \frac{1.4}{400}(15)(31.3)$$

$$A_{s \min} = 1.43 \text{ cm}^2 \geq 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.6 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 2.8 \text{ cm}^2 > 1.6 \text{ cm}^2$$

∴ select  $A_{s \text{ req}} = 2.8 \text{ cm}^2$

$$\square \# \text{ of bars} = \frac{2.8}{1.54} = 1.8 \text{ bar}$$

Use  $2\Phi 14 \text{ mm}$  ..... with  $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$ .

▪ Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 3.08 \times 4.00 = 12.32 \text{ t}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{12.32}{0.85 \times 0.24 \times 15} = 4.03 \text{ cm}$$

From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{4.03}{0.85} = 4.73 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{31.3-4.73}{4.73} \times 0.003 = 0.016$$

→  $0.016 > 0.005$  o.k

**3<sup>d</sup> Span (L= 6.2 m) :**

▪ Positive Mu max = 2.7 t.m

▪ Effective Flange width ( $b_E$ ) according to ACI code 8.10.2:

$b_E$  For T- section is the smallest of the following:

$$b_E = L / 4 = 6.2 / 4 = 1.55 \text{ m} = 155 \text{ cm.}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = C/C \text{ spacing} = 55 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Control}$$

$$b_E = 55 \text{ cm.}$$

- Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:
- For  $a = t = 8 \text{ cm}$
- $C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 (0.24) (8) (55) = 89.76 \text{ ton}$
- $M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 89.76 (31.3 - 0.5 (8)) / 100 = 24.5 \text{ t.m}$
- $\Phi M_n = 0.9 (24.5) = 22.05 \text{ t.m}$
- Check  $\Phi M_n = 22.05 \text{ t.m} > M_u = 2.7 \text{ t.m}$
- $\therefore$  Design as a rectangular with  $b_E = 55 \text{ cm}$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{2.7 \times 10^5}{0.9 \times 55 \times 31.3^2} = 5.5 \text{ kg/cm}^2 = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.55}{400}} \right) = 0.0014 .$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0014 \times 55 \times 31.3 = 1.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4 (400)} (15)(31.3) \geq \frac{1.4}{400} (15)(31.3)$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.43 \text{ cm}^2 \geq 1.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 1.6 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 1.90 \text{ cm}^2 > 1.60 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  select  $A_{s \text{ req}} = 1.90 \text{ cm}^2$

▪ # of bars =  $\frac{1.90}{1.54} = 1.23 \text{ bar}$

Use  $2\Phi 14 \text{ mm}$  ..... with  $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

- Check yielding :

$T = A_s \times f_y = 3.08 \times 4.00 = 12.32 \text{ t}$

$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$

$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{12.32}{0.85 \times 0.24 \times 15} = 4.03 \text{ cm}$

From table  $\beta = 0.85$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{4.03}{0.85} = 4.73 \text{ cm}$

$\epsilon_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{31.3 - 4.73}{4.73} \times 0.003 = 0.016$

$\rightarrow 0.016 > 0.005 \quad o.k$

**4<sup>th</sup> span (L = 6.9 m):**

- Positive Mu max = 2.7 t.m
- Effective Flange width ( $b_E$ ) according to **ACI code 8.10.2:**

$b_E$  For T- section is the smallest of the following:

$b_E = L / 4 = 6.9 / 4 = 1.73 \text{ m} = 173 \text{ cm.}$

$b_E = b_w + 16 t = 15 + 16 (8) = 143 \text{ cm}$

$b_E = C/C \text{ spacing} = 55 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Control}$

$b_E = 55 \text{ cm.}$

- Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:
- For  $a = t = 8 \text{ cm}$

- $C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 (0.24) (8) (55) = 89.76 \text{ ton}$
- $M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 89.76 (31.3 - 0.5 (8)) / 100 = 24.5 \text{ t.m}$
- $\Phi M_n = 0.9(24.5) = 22.05 \text{ t.m}$
- Check  $\Phi M_n = 22.05 \text{ t.m} > M_u = 2.7 \text{ t.m}$
- $\therefore$  Design as a rectangular with  $b_E = 55 \text{ cm}$

- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{2.7 \times 10^5}{0.9 \times 55 \times 31.3^2} = 5.57 \text{ kg/cm}^2 = 0.557 \text{ MPa}$

- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$

- $\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.557}{400}} \right) = 0.0014 .$

- $A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0014 \times 55 \times 31.3 = 2.43 \text{ cm}^2$

- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$

- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (15)(31.3) \geq \frac{1.4}{400} (15)(31.3)$

- $A_{s \text{ min}} = 1.43 \text{ cm}^2 \geq 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.6 \text{ cm}^2 \text{ controls}$

- $A_{s \text{ req}} = 2.43 \text{ cm}^2 > 1.6 \text{ cm}^2$

$\therefore$  select  $A_{s \text{ req}} = 2.43 \text{ cm}^2$

- # of bars =  $\frac{2.43}{1.54} = 1.6 \text{ bar}$

Use  $2\Phi 14 \text{ mm}$  ..... with  $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 3.08 \times 4.00 = 12.32 \text{ t}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{12.32}{0.85 \times 0.24 \times 15} = 4.03 \text{ cm}$$

From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{4.03}{0.85} = 4.73 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{31.3 - 4.73}{4.73} \times 0.003 = 0.016$$

$$\rightarrow 0.016 > 0.005 \quad o.k$$

#### 5th span( L=3.4m):

- Positive Mu max = 0.4 t.m
- Effective Flange width ( $b_E$ ) according to ACI code 8.10.2:

$b_E$  For T- section is the smallest of the following:

$$b_E = L / 4 = 3.4 / 4 = 0.85 \text{ m} = 85 \text{ cm.}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 15 + 16 (8) = 143 \text{ cm}$$

$$b_E = C/C \text{ spacing} = 55 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Control}$$

$$b_E = 55 \text{ cm.}$$

- Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For  $a = t = 8 \text{ cm}$

$$C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85 (0.24) (8) (55) = 89.76 \text{ ton}$$

- $M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 89.76 (31.3 - 0.5 (8)) / 100 = 24.5 \text{ t.m}$
- $\Phi M_n = 0.9 (24.5) = 22.05 \text{ t.m}$
- Check  $\Phi M_n = 22.05 \text{ t.m} > M_u = 0.4 \text{ t.m}$

∴ Design as a rectangular with  $b_E = 55 \text{ cm}$

- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.4 \times 10^5}{0.9 \times 55 \times 31.3^2} = .82 \text{ kg/cm}^2 = 0.082 \text{ MPa}$

- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.082}{400}} \right) = 0.0002 .$$

- $A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0002 \times 55 \times 31.3 = 0.35 \text{ cm}^2$

- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d)$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (15)(31.3) \geq \frac{1.4}{400} (15)(31.3)$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.43 \text{ cm}^2 \geq 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.6 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.35 \text{ cm}^2 < 1.6 \text{ cm}^2$$

∴ select  $A_{s \text{ req}} = 1.6 \text{ cm}^2$

- # of bars =  $\frac{1.6}{1.54} = 1.04 \text{ bar}$

Use  $2\Phi 14 \text{ mm}$  ..... with  $As = 3.08 \text{ cm}^2$

- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 3.08 \times 4.00 = 12.32 \text{ t}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{12.32}{0.85 \times 0.24 \times 15} = 4.03 \text{ cm}$$

From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{4.03}{0.85} = 4.73 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{31.3-4.73}{4.73} \times 0.003 = 0.016$$

$\rightarrow 0.016 > 0.005$  o.k

#### 4-3-4 Check of shear:

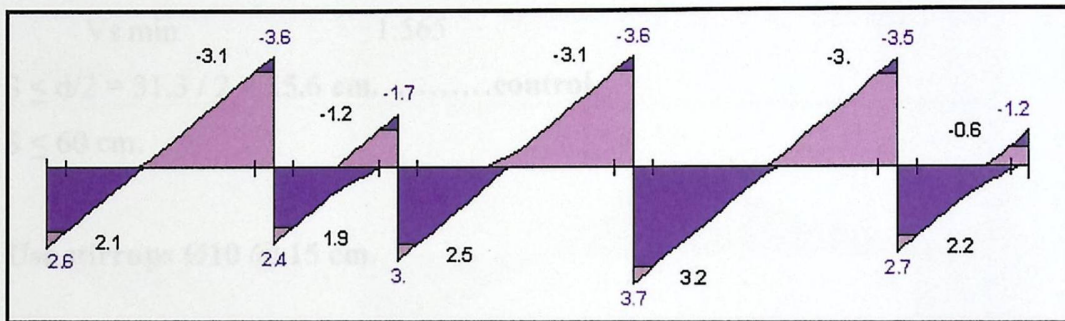


Fig (4-4) Shear Envelop For Rib (R1)

Using Atir software we found that the envelope of shear for this Rib ( R1 ) is as follows:-

See fig (4-4).

#### Max Vu at support D

- $V_u = 3.7 \text{ t}$
- $\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d$

$$= 0.75 \frac{\sqrt{24} (150\text{mm}) * (313\text{mm})}{6 * 10000} = 2.875 \text{ t}$$

- $V_s \text{ min} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 15 * 31.3 * \frac{10}{1000} = 1.565 \text{ t}$
- $\phi V_c > V_u = 3.7 > 1.565 \dots \dots \dots \text{OK}$

So no shear reinforcement.

- But design by min shear reinforcement.

Use stirrups of  $\phi 10$  with 2 legs,  $A_s = 0.79 \text{ cm}^2$ .

1.  $S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s \text{ min}} = \frac{2 * 0.79 * 4 * 31.3}{1.565} = 126.4 \text{ cm}$
2.  $S \leq d/2 = 31.3 / 2 = 15.6 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{control}$
3.  $S \leq 60 \text{ cm.}$

Use stirrups  $\phi 10 @ 15 \text{ cm.}$

- $\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S} = \frac{0.75 * 2 * 0.79 * 4 * 31.3}{15} = 9.9 \text{ t}$

So use for all spans stirrups  $\phi 10 @ 15 \text{ cm}$

#### 4-4 Design of the Beam (B13)

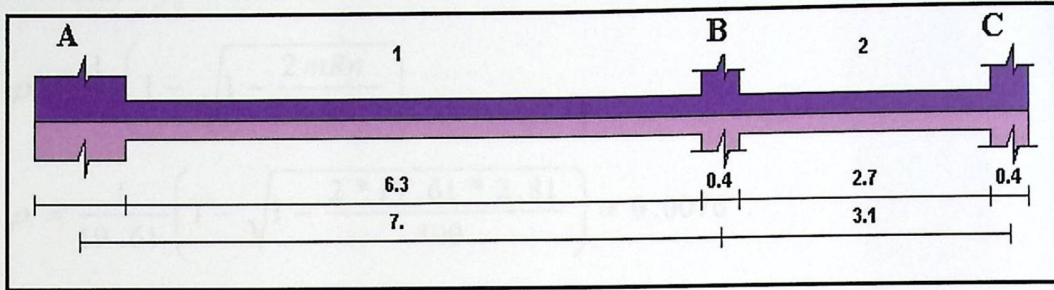


Fig (4-5) :Spans (1,2) in beam (B13)

Using Atir software we found that the envelope of moment for this beam (B13) as follows:-

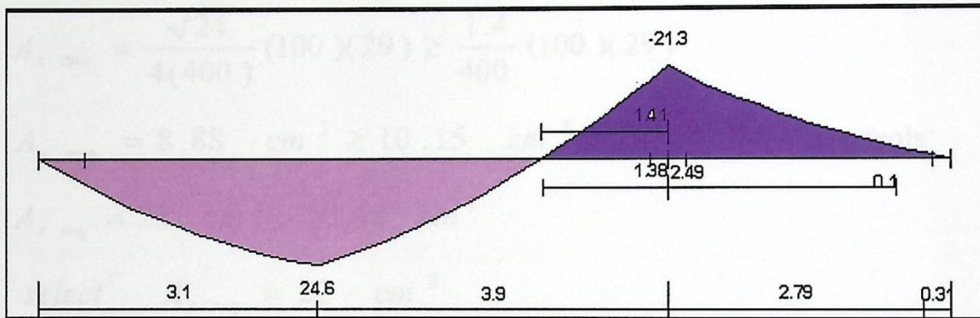


Fig (4-6) Moment Envelop For Beam (B13)

#### 4-4-1 Design of Negative Moment

##### support (B):

- Negative  $M_u$  max = - 21.3 t.m
- $d = h - \text{Cover} - (d/2) - d_b$  (stirrups) =  $35 - 4 - (2.0/2) - 1.0 = 29$  cm.

$$R_{n_{req}} = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{21.3 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 29^2} = 28.1 \text{ kg/cm}^2 = 2.81 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 2.81}{400}} \right) = 0.0076$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.0076 \times 100 \times 29.0 = 22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (100)(29) \geq \frac{1.4}{400} (100)(29)$$

$$A_{s \text{ min}} = 8.88 \text{ cm}^2 \geq 10.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 10.15 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 22 \text{ cm}^2 > 10.15 \text{ cm}^2$$

∴ select  $A_{s \text{ req}} = 22 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ of bars} = 22 / 2.01 = 10.9 \text{ bar.}$$

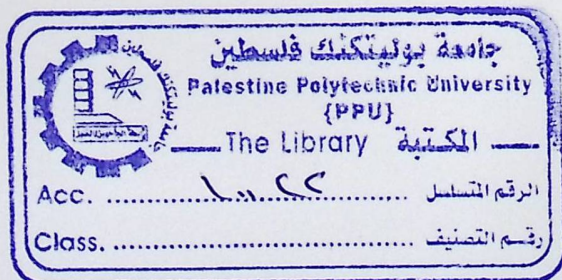
Use 11Φ16 mm ..... with  $A_s = 22.11 \text{ cm}^2$

▪ Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 22.11 \times 4.00 = 88.44 \text{ t}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{88.44}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 4.33 \text{ cm}$$



From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{4.33}{0.85} = 5.1 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{29-5.1}{5.1} \times 0.003 = 0.014$$

$\rightarrow 0.014 > 0.005$  o.k

#### 4-4-2 Design of Positive Moment

##### span (A B):

- Positive  $M_u$  max = 24.6 t.m
- $M_n = M_u / 0.9 = 27.3$  t.m
- Design a rectangular beam section with  $b_E = 100$  cm

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{27.3 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 29^2} = 36.1 \text{ kg/cm}^2 = 3.61 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 3.61}{400}} \right) = 0.01 .$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.01 \times 100 \times 29 = 29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (100)(29) \geq \frac{1.4}{400} (100)(29)$$

$$A_{s \text{ min}} = 8.88 \text{ cm}^2 \geq 10.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 10.15 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 29 \text{ cm}^2 > 10.15 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 29 \text{ cm}^2$$

- # of bars =  $29 / 2.01 = 14.4$  bar

Use **15Φ16 mm** ..... with  $A_s = 30.15\text{cm}^2$

- Check yielding :

$$T = A_s \times f_y = 30.15 \times 4 = 120.6 \text{ t}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{120.6}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 5.91 \text{ cm}$$

From table  $\beta = 0.85$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{5.91}{0.85} = 6.95 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{29 - 6.95}{6.95} \times 0.003 = 0.0095$$

$$\rightarrow 0.0095 > 0.005 \quad \text{o.k}$$

### 4-4-3 Check for Shear:

See Fig. (4-9) for shear envelope for Beam (B13)

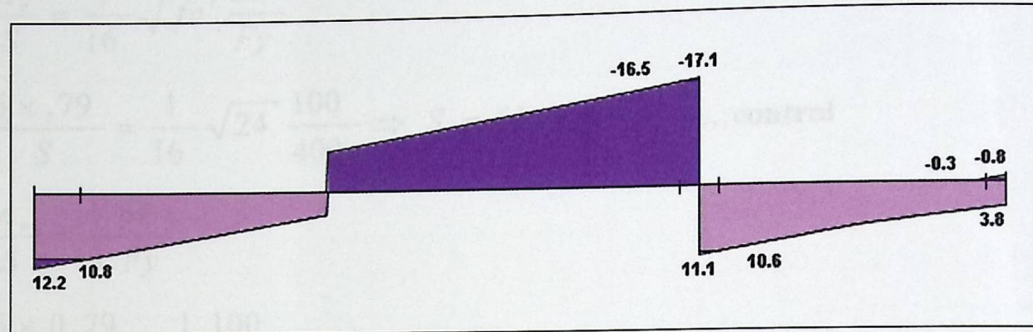


Fig (4-7) Shear Envelop For Beam (B13)

#### Max Vu at support C

- $V_u \text{ max} = 16.5 \text{ t}$
- $\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d$

$$= \frac{0.75 \sqrt{24} (1000\text{mm}) * (290\text{mm})}{6 * 10000} = 17.8 \text{ t}$$

#### 1. Category # 1

$$V_u \leq 0.5 \phi V_c$$

$$16.5 \leq 17.8/2 = 8.9\text{t} \dots\dots\dots\text{No.}$$

So go to category #2

2. Category # 2

$$0.5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$8.9 \leq 16.5 \leq 17.8 \dots\dots\dots\text{Ok.}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \frac{bw}{F_y}$$

$$\frac{6 \times .79}{S} = \frac{1}{16} \sqrt{24} \frac{100}{400} \Rightarrow S = 61.9 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{control}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{1}{3} \frac{bw}{F_y}$$

$$\frac{6 \times 0.79}{S} = \frac{1}{3} \frac{100}{400} \Rightarrow S = 56.88 \text{ cm}$$

$$bE = 100\text{cm} > 80 \text{ cm}$$

So use stirrups of Ø10 with 6 legs,  $A_s = 0.79 \text{ cm}^2$ .

1  $S = 61.9 \text{ cm}$

2  $S \leq d/2 = 29/2 = 14.5 \text{ cm.} \dots\dots\dots\text{control}$

3  $S \leq 60 \text{ cm.}$

Use stirrups Ø10 @ 14 cm.

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S} = \frac{0.75 * 6 * 0.79 * 4 * 29}{14} = 29.4 \text{ t}$$

So use for all spans stirrups Ø10 @ 14 cm

Fig (4.1) Rectangular Beam Reinforcement for (1<sup>st</sup>-4<sup>th</sup>)Floor

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel (exterior support)	No. of support	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B1	2.3	50	30	3 Φ 16	4 Φ 16	1	4 Φ 16	1Φ 10	15
						2	4 Φ 16		
	2.5	50	30	3 Φ 16	4 Φ 16	3	4 Φ 16	1Φ 10	15
	2.5	50	30	3 Φ 16	4 Φ 16	4	8 Φ 16	1Φ 10	15
	2.5	50	30	3 Φ 16	4 Φ 16	5	4 Φ 16	1Φ 10	15
B2	4.9	50	35	4 Φ 16	5 Φ 16	1	5 Φ 16	1Φ 10	15
						2	10 Φ 16		
	4.5	50	35	4 Φ 16	5 Φ 16	3	5 Φ 16	1Φ 10	15
B3	2.6	50	35	3 Φ 16	4 Φ 16	1	4 Φ 16	1Φ 10	15
						2	4 Φ 16		
	2.5	50	35	3 Φ 16	4 Φ 16	3	9 Φ 16	1Φ 10	15
	2.5	50	35	3 Φ 16	4 Φ 16	4	10 Φ 16	1Φ 10	15
	5.7	50	35	8 Φ 16	5 Φ 16	5	5 Φ 16	1Φ 10	15
	2.5	50	35	3 Φ 16	5 Φ 16	6	5 Φ 16	1Φ 10	15
B4	5	80	35	16 Φ 22	4 Φ 16	1&2	4Φ 16	3Φ 10	15

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel exterior support	No. of support	Negative steel interior support	Φ (mm)	Spacing (cm)
B5	1.4	80	35	4 Φ10	2 Φ16	1	4 Φ16	3Φ 10	15
	2.8	80	35	4 Φ16	2 Φ16	2	4 Φ16		
	3.9	80	35	4 Φ16	2 Φ16	3	7 Φ16	3Φ 10	15
	8.7	80	35	8 Φ16	5 Φ16	4	7 Φ16	3Φ 10	15
	5.4	80	35	3 Φ16	2 Φ16	5	4 Φ16	3Φ 10	15
	2.6	80	35	3 Φ16	2 Φ16	6	4 Φ16	3Φ 10	15
	5.4	80	35	3 Φ16	2 Φ16	7	7 Φ16	3Φ 10	15
	8.7	80	35	8 Φ16	5 Φ16	8	7	3Φ 10	15
	5	80	35	3 Φ16	2 Φ16	9	6 Φ16	3Φ 10	15
	3.1	80	35	3 Φ16	4 Φ16	10	4 Φ16	3Φ 10	15
							11	4 Φ16	3Φ 10

B6	2.6	80	35	5 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3Φ 10	15
	2.8	80	35	5 Φ16	6 Φ16	2	6Φ16		
	2.8	80	35	5 Φ16	6 Φ16	3	12 Φ16	3Φ 10	15
	2.7	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	6Φ16	3Φ 10	15
						5	6Φ16		

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel interior support	Φ (mm)	Spacing (cm)
B7	2.6	80	35	7 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
						2	6 Φ16		
	2.8	80	35	7 Φ16	6 Φ16	3	12 Φ16	3 Φ10	15
	2.8	80	35	7 Φ16	6 Φ16	4	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.7	80	35	7 Φ16	6 Φ16	5	12 Φ16	3 Φ10	15
	3.4	80	35	7 Φ16	6 Φ16	6	6 Φ16	3 Φ10	15

B8	2.6	80	35	6 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
						2			
	2.8	80	35	5 Φ16	6 Φ16	3	12 Φ16	3 Φ10	15
	2.8	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	12 Φ16	3 Φ10	15
	2.8	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	12 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	6	6 Φ16	3 Φ10	15
	3.3	80	35	10 Φ16	6 Φ16	7	12 Φ16	3 Φ10	15

B9	4.1	80	35	6 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
						2	10 Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	4 Φ6	3	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	4 Φ6	4	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	4 Φ6	5	8 Φ16	3 Φ10	15
	4	80	35	5 Φ16	4 Φ6	6	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	4 Φ6	7	8 Φ16	3 Φ10	15

	2.9	80	35	5 Φ16	4 Φ6			3 Φ10	15
						8	8 Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	4 Φ6			3 Φ10	15
						9	8 Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	4 Φ6			3 Φ10	15
						10	8 Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	4 Φ6			3 Φ10	15
						11	8 Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	4 Φ6			3 Φ10	15
						12	8 Φ16		
3	80	35	5 Φ16	4 Φ6			3 Φ10	15	
					13	8 Φ16			
4	80	35	5 Φ16	4 Φ6			3 Φ10	15	
					14	8 Φ16			
2.9	80	35	5 Φ16	4 Φ6			3 Φ10	15	
					15	10 Φ16			
3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					16	6Φ16			

B10	4.9	80	35	10	10 Φ16	1&2	10 Φ16	3 Φ10	15
-----	-----	----	----	----	--------	-----	--------	-------	----

B11	3.8	80	35	13 Φ16	6 Φ16	1	6Φ16	3 Φ10	15
						2	12Φ16		
	3.1	80	35	13 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						3	6Φ16		
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						4	6Φ16		
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						5	12Φ16		
	4	80	35	8 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						6	12Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						7	6Φ16		
3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					8	6Φ16			
3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					9	12Φ16			
3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					10	6Φ16			
3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					11	6Φ16			
3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					12	12Φ16			

	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						13	12Φ16		
	4.1	80	35	9 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						14	12Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						15	6Φ16		
3	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
						16	6Φ16		
2.9	80	35	7 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
						17	6Φ16		

B12	1.4	80	35	10 Φ16	6 Φ16	1	6Φ16	3 Φ10	15
						2	6Φ16		
	2.8	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						3	6Φ16		
	3.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						4	18Φ16		
	8.7	80	35	14 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						5	19Φ16		
	5.4	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
						6	12Φ16		
	2.6	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15
					7	6Φ16			
5.4	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					8	196Φ16			
8.7	80	35	14 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					9	18Φ16			
5	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					10	6Φ16			
3.1	80	35	5 Φ16	6 Φ16			3 Φ10	15	
					11	6Φ16			

B13	6.4	80	35	16 Φ16	6 Φ16	1&2	6Φ16	3 Φ10	15
-----	-----	----	----	--------	-------	-----	------	-------	----

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel interior support	Φ (mm)	Spacing (cm)
B14	3.9	100	35	6 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
	5.4	100	35	6 Φ16	4 Φ16	2	10 Φ16	3 Φ10	15
	2.7	100	35	6 Φ16	4 Φ16	3	8 Φ16	3 Φ10	15
	5.4	100	35	6 Φ16	4 Φ16	4	8 Φ16	3 Φ10	15
	8.7	100	35	6 Φ16	5 Φ16	5	9 Φ16	3 Φ10	15
	5	100	35	18 Φ16	18 Φ16	6	23 Φ16	3 Φ10	15
	8.7	100	35	6 Φ16	6 Φ16	7	24 Φ16	3 Φ10	15
							8	6 Φ16	3 Φ10

B15	3.7	100	35	7 Φ16	8 Φ16	1	8 Φ16	3 Φ10	15
	6.5	100	35	13 Φ16	10 Φ16	2	18 Φ16	3 Φ10	15
	6.3	100	35	11 Φ16	11 Φ16	3	21 Φ16	3 Φ10	15
	6.3	100	35	12 Φ16	10 Φ16	4	21 Φ16	3 Φ10	15
	3.3	100	35	7 Φ16	6 Φ16	5	16 Φ16	3 Φ10	15
	2.6	100	35	7 Φ16	6 Φ16	6	6 Φ16	3 Φ10	15
	6.3	100	35	7 Φ16	6 Φ16	7	12 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	100	35	7 Φ16	6 Φ16	8	12 Φ16	3 Φ10	15
						9	12 Φ16	3 Φ10	15

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel interior support	Φ (mm)	Spacing (cm)
B25	3	80	35	5Φ16	10 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	2	16 Φ16	3 Φ10	15
						3	6Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	12 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	12 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	6	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	7	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	8	6 Φ16	3 Φ10	15

B26	4.1	80	35	7 Φ16	8 Φ16	1	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	2	14 Φ16	3 Φ10	15
						3	12 Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	12 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	12 Φ16	3 Φ10	15

B27	3.8	80	35	13 Φ16	15 Φ16	1	16 Φ16	3 Φ10	15
	3.1	80	35	5 Φ16	15 Φ16	2	15 Φ16	3 Φ10	15
						3	21 Φ16		
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	6 Φ16	3 Φ10	15

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel interior support	Φ (mm)	Spacing (cm)
B28	3	80	35	7Φ16	10 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
						2	16 Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	3	12Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	14 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	6	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	8 Φ16	7	14 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	7 Φ16	6 Φ16	8	6 Φ16	3 Φ10	15

B30	4.1	100	35	16 Φ20	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
	4.4	100	35	6 Φ16	6 Φ16	2	12 Φ16 10 Φ20	3 Φ10	15
	4.3	100	35	10Φ20	6 Φ16	3	16 Φ16	3 Φ10	15
						4			

Fig (4.2) T-Section Beam Reinforcement for (1<sup>st</sup> -4<sup>th</sup>)Floor

Beam No.	Span length	Beam Dimension		Reinforcement					Stirrups	
		bw	h	Positive steel	Middle steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B16	9.7	40	80	11Φ20	8Φ10	20 Φ20	1	20 Φ20	Φ10	35
							2	20 Φ20		

B17	10.1	40	90	16 Φ20	10Φ10	12 Φ20	1	12Φ20	Φ10	35
							2	12Φ20		

B18	5.5	40	80	9 Φ20	8Φ10	8 Φ16	1	8Φ16	Φ10	35
	5	40	80	6 Φ16	16Φ10	16 Φ16	2	15 Φ16		
							3	6 Φ16	Φ10	35
							4	6 Φ16		

B19	6	40	80	6 Φ16	8 Φ10	6 Φ16	1	6 Φ16	Φ10	35
	2.7	40	80	6 Φ16	8 Φ10	6 Φ16	2	12 Φ16		
							3	12 Φ16	Φ10	35
							4	6 Φ16		

B20	6.9	40	80	15 Φ16	8 Φ10	8 Φ16	1	8 Φ16	Φ10	35
							2			

B21	4.2	40	80	6 Φ16	8 Φ10	6 Φ16	1	6 Φ16	Φ10	35
	4	40	80	6 Φ16	8 Φ10	6 Φ16	2	12 Φ16		
							3	17 Φ16	Φ10	35
							4	6 Φ16		

Beam No.	Span Length	Beam Dimension		Reinforcement					Stirrups	
		bw	h	Positive steel	Middle steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B16	9.7	40	80	11Φ20	8Φ10	20 Φ20	1	20 Φ20	Φ10	35
							2	20 Φ20		
B17	10.1	40	90	16 Φ20	10Φ10	12 Φ20	1	12Φ20	Φ10	35
							2	12Φ20		
B18	5.5	40	80	9 Φ20	8Φ10	8 Φ16	1	8Φ16	Φ10	35
	5	40	80	6 Φ16	16Φ10	16 Φ16	2	15 Φ16		
							3	6 Φ16	Φ10	35
							4	6 Φ16		
B19	6	40	80	6 Φ16	8 Φ10	6 Φ16	1	6 Φ16	Φ10	35
	2.7	40	80	6 Φ16	8 Φ10	6 Φ16	2	12 Φ16		
							3	12 Φ16	Φ10	35
							4	6 Φ16		
B20	6.9	40	80	15 Φ16	8 Φ10	8 Φ16	1	8 Φ16	Φ10	35
							2			
B21	4.2	40	80	6 Φ16	8 Φ10	6 Φ16	1	6 Φ16	Φ10	35
	4	40	80	6 Φ16	8 Φ10	6 Φ16	2	12 Φ16		
							3	17 Φ16	Φ10	35
							4	6 Φ16		
B21	8.6	40	80	15 Φ16	8 Φ10	6 Φ16	3	17 Φ16	Φ10	35
							4	6 Φ16		

Beam No.	Span length	Beam Dimension		Reinforcement					Stirrups	
		bw	h	Positive steel	Middle steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel interior support	Φ (mm)	Spacing (cm)
B23 (L)	4.5	50	60	9 Φ20	-	5 Φ20	1	5 Φ20	Φ10	35
							2	8 Φ20		
	2.5	50	60	7 Φ20	-	3 Φ20	3	11 Φ16	Φ10	35
	5	50	60	7 Φ20	-	8 Φ20		4		
	6	50	60	13 Φ20	-	8 Φ20	5	8 Φ20	Φ10	35

B22	1.1	40	80	2 Φ16	8 Φ10	4 Φ16	1	12 Φ16	Φ10	35
							2	13 Φ16		
	3	40	80	6 Φ16	8 Φ10	4 Φ16	3	17 Φ16	Φ10	35
	3.9	40	80	6 Φ16	8 Φ10	9 Φ16	4	18 Φ16	Φ10	35
	8.7	40	80	11 Φ16	8 Φ10	4 Φ16	5	12 Φ16	Φ10	35
	5.4	40	80	6 Φ16	8 Φ10	4 Φ16	6	12 Φ16	Φ10	35
	2.6	40	80	6 Φ16	8 Φ10	4 Φ16	7	18 Φ16	Φ10	35
	5.4	40	80	6 Φ16	8 Φ10	4 Φ16	8	8 Φ16	Φ10	35
	6.6	40	80	14 Φ16	8 Φ10	4 Φ16	9	8 Φ16	Φ10	35

B24 (L)	5.8	50	60	17 Φ16	-	3 Φ16	1	3 Φ16	Φ10	35
							2	23 Φ16		
	8.9	50	60	10 Φ16	-	3 Φ16	3	15 Φ16	Φ10	35
	5.7	50	60	7 Φ16	-	3 Φ16	4	3 Φ16		

B29 (L)	4.7	40	65	5 Φ16	-	6 Φ16	1	6 Φ16	Φ10	35
							2	12 Φ16		
	7.5	40	65	12 Φ20	-	6 Φ16	3	7 Φ20	Φ10	35

Fig (4.3) Rectangular Beam Reinforcement for (5<sup>th</sup> -8<sup>th</sup>)Floor

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel ( exterior support)	No. of support	Negative steel ( interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B1	0.45	50	35	4 Φ 16	4 Φ 16	1	4 Φ 16	1Φ 10	15
						2	8 Φ 16		
	5.4	50	35	4 Φ 16	4 Φ 16	3	4 Φ 16	1Φ 10	15
	6.55	50	35	4 Φ 16	4 Φ 16	4	4 Φ 16	1Φ 10	15
	1.65	50	35	4 Φ 16	4 Φ 16	5	4 Φ 16	1Φ 10	15
B2	4.9	50	35	5 Φ 16	4 Φ 16	1	5 Φ 16	1Φ 10	15
						2	8 Φ 16		
	4.5	50	35	5 Φ 16	4 Φ 16	3	5 Φ 16	1Φ 10	15
B3	2.6	80	35	5 Φ 16	6 Φ 16	1	6 Φ 16	3Φ 10	15
						2	6 Φ 16		
	2.8	80	35	5 Φ 16	6 Φ 16	3	12 Φ 16	3Φ 10	15
	2.8	80	35	5 Φ 16	6 Φ 16	4	6 Φ 16	3Φ 10	15
	2.7	50	35	5 Φ 16	6 Φ 16	5	6 Φ 16	1Φ 10	15
B4	2.6	80	35	7 Φ 16	6 Φ 16	1	6 Φ 16	3Φ 10	15
						2	6 Φ 16		
	2.8	80	35	7 Φ 16	6 Φ 16	3	12 Φ 16	3Φ 10	15
	2.8	80	35	7 Φ 16	6 Φ 16	4	6 Φ 16	3Φ 10	15
	2.7	80	35	7 Φ 16	6 Φ 16	5	6 Φ 16	3Φ 10	15
	3.4	80	35	7 Φ 16	6 Φ 16	6	12Φ 16	3Φ 10	15

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel ( exterior support)	No. of support	Negative steel ( interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B5	5.35	80	35	5 Φ 16	6 Φ 16	1	6 Φ 16	3Φ 10	15
						2	19 Φ 16		
	8.7	80	35	13 Φ 16	13 Φ 16	3	19 Φ 16	3Φ 10	15
						4	6 Φ 16		
4.85	80	35	5 Φ 16	6 Φ 16	4	6 Φ 16	1Φ 10	15	

B6	2.6	50	35	3 Φ 16	4 Φ 16	1	4 Φ 16	1Φ 10	15
						2	4 Φ 16		
	2.5	50	35	3 Φ 16	4 Φ 16	3	4 Φ 16	1Φ 10	15
						4	9 Φ 16		
	2.5	50	35	3 Φ 16	4 Φ 16	5	5 Φ 16	1Φ 10	15
	5.7	50	35	8 Φ 16	5 Φ 16	6	10 Φ 16		
2.5	50	35	3 Φ 16	5 Φ 16	5	5 Φ 16	1Φ 10	15	
					6	10 Φ 16			

B8	9.3	80	35	17 Φ 16	6 Φ 16	1	6 Φ 16	3Φ 10	15
						2	6 Φ 16		

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel (exterior support)	Support No.	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B7	4.1	80	35	7 Φ16	8 Φ16	1	8 Φ16	3 Φ10	15
						2	6 Φ16		
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	3	14 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	12 Φ16	3 Φ10	15
	4	80	35	5 Φ16	6 Φ16	6	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	7	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	8	12 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	9	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	10	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	11	12 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	12	6 Φ16	3 Φ10	15
	4	80	35	5 Φ16	6 Φ16	13	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	14	12 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	15	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	16	6 Φ16	3 Φ10	15
							17	6Φ16	3 Φ10

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel (exterior support)	Support No.	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B9	3.3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	2	6 Φ16	3 Φ10	15
						3	12 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	6	13 Φ16	3 Φ10	15
	6.2	80	35	10 Φ16	7 Φ16	7	13 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	8	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	9	12 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	10	6 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	11	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.7	80	35	5 Φ16	6 Φ16	12	6 Φ16	3 Φ10	15
	0.6	80	35	5 Φ16	6 Φ16	13	6 Φ16	3 Φ10	15
B10	4.9	80	35	10 Φ16	10 Φ16	1&2	10 Φ16	3 Φ10	15

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel ( exterior support)	Support No.	Negative steel ( interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B11	3.8	80	35	13 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
						2	10 Φ16		
	3.1	80	35	5 Φ16	6 Φ16	3	8 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	8 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	8 Φ16	3 Φ10	15
	4	80	35	8 Φ16	6 Φ16	6	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	7	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	8	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	9	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	10	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	11	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	12	8 Φ16	3 Φ10	15
	4.1	80	35	9 Φ16	6 Φ16	13	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	14	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	15	10 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	7 Φ16	6 Φ16	16	6Φ16 10 Φ16	3 Φ10	15
						17	6Φ16		

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel ( exterior support)	Support No.	Negative steel ( interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B11	3.8	80	35	13 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
						2	10 Φ16		
	3.1	80	35	5 Φ16	6 Φ16	3	8 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	4	8 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	8 Φ16	3 Φ10	15
	4	80	35	8 Φ16	6 Φ16	6	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	7	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	8	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	9	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	10	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	11	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	12	8 Φ16	3 Φ10	15
	4.1	80	35	9 Φ16	6 Φ16	13	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	14	8 Φ16	3 Φ10	15
	3	80	35	5 Φ16	6 Φ16	15	10 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	7 Φ16	6 Φ16	16	6Φ16 10 Φ16	3 Φ10	15
						17	6Φ16		

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B12	1.4	80	35	6 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.8	80	35	5 Φ16	6 Φ16	2	6 Φ16	3 Φ10	15
	3.9	80	35	5 Φ16	6 Φ16	3	18 Φ16	3 Φ10	15
	8.7	80	35	14 Φ16	6 Φ16	4	19 Φ16	3 Φ10	15
	5.4	80	35	5 Φ16	6 Φ16	5	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.6	80	35	5 Φ16	6 Φ16	6	6 Φ16	3 Φ10	15
	5.4	80	35	5 Φ16	6 Φ16	7	19 Φ16	3 Φ10	15
	8.7	80	35	14 Φ16	6 Φ16	8	6 Φ16	3 Φ10	15
	5	80	35	5 Φ16	6 Φ16	9	18 Φ16	3 Φ10	15
	3.1	80	35	5 Φ16	6 Φ16	10	6 Φ16	3 Φ10	15
							11	6 Φ16	3 Φ10

B13	6.4	80	35	16 Φ16	6 Φ16	1&2	6 Φ16	3 Φ10	15
-----	-----	----	----	--------	-------	-----	-------	-------	----

B14	4.3	100	35	20 Φ16	20 Φ16	1&2	20 Φ16		
-----	-----	-----	----	--------	--------	-----	--------	--	--

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement				Stirrups	
		Beam width	Beam depth	Positive steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B15	3.7	80	35	6 Φ16	6 Φ16	1	6 Φ16	3 Φ10	15
	6.5	80	35	13 Φ16	10 Φ16	2	17 Φ16	3 Φ10	15
						3	21 Φ16	3 Φ10	15
	6.3	80	35	11 Φ16	6 Φ16	4	19 Φ16	3 Φ10	15
	6.3	80	35	13 Φ16	6 Φ16	5	15 Φ16	3 Φ10	15
	3.3	80	35	6 Φ16	6 Φ16	6	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.6	80	35	6 Φ16	6 Φ16	7	12 Φ16	3 Φ10	15
	6.3	80	35	6 Φ16	6 Φ16	8	6 Φ16	3 Φ10	15
	2.9	80	35	6 Φ16	6 Φ16	9	6 Φ16	3 Φ10	15

Fig (4.4) T-Section Beam Reinforcement for (5<sup>th</sup> -8<sup>th</sup>) Floor

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement					Stirrups	
		bw	h	Positive steel	Middle steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B16	9.7	40	80	12Φ20	8Φ10	20Φ16	1	20Φ20	Φ10	35
							2	20Φ20		
B17	10.1	40	90	16Φ20	8Φ10	16Φ20	1	16Φ20	Φ10	35
							2	16Φ20		
B18	7.4	40	80	11Φ16	8Φ10	10Φ16	1	10Φ16	Φ10	35
B19	4.2	40	80	6Φ16	8Φ10	6Φ16	1	6Φ16	Φ10	35
	4	40	80	6Φ16	8Φ10	6Φ16	2	12Φ16		
	8.6	40	80	15Φ16	8Φ10	6Φ16	2	18Φ16	Φ10	35
							3	6Φ16		
B20	10.7	40	80	15Φ16	8Φ10	20Φ16	1&2	20Φ16	Φ10	35
B21	8.5	40	80	13Φ16	8Φ10	4Φ16	1&2	4Φ16	Φ10	35
B22	3	40	80	9Φ16	8Φ10	6Φ16	1	6Φ16	Φ10	35
	6.5	40	80	8Φ16	8Φ10	6Φ16	2	12Φ16		
	6.4	40	80	7Φ16	8Φ10	6Φ16	3	14Φ16	Φ10	35
	6.2	40	80	7Φ16	8Φ10	6Φ16	4	14Φ16		
	6.4	40	80	7Φ16	8Φ10	6Φ16	5	14Φ16	Φ10	35
	6.4	40	80	8Φ16	8Φ10	6Φ16	6	14Φ16		
	2.9	40	80	6Φ16	8Φ10	6Φ16	7	12Φ16	Φ10	35
							8	6Φ16		

Beam No.	Span length	Beam dimension		Reinforcement					Stirrups	
		bw	h	Positive steel	Middle steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B23	1.1	40	80	2Φ10	8Φ10	4Φ16	1	4Φ16	Φ10	35
							2	8Φ16		
	3	40	90	6Φ16	8Φ10	4Φ20	3	13Φ16	Φ10	35
	3.9	40	80	6Φ16	8Φ10	9Φ16	4	17Φ16	Φ10	35
	8.7	40	80	11Φ16	8Φ10	4Φ16	5	18Φ16	Φ10	35
	5.4	40	80	6Φ16	8Φ10	4Φ16	6	12Φ16	Φ10	35
	2.6	40	80	6Φ16	8Φ10	4Φ16	7	12Φ16	Φ10	35
	5.4	40	80	6Φ16	8Φ10	4Φ16	8	18Φ16	Φ10	35
	6.6	40	80	8Φ16	8Φ10	4Φ16	9	4Φ16	Φ10	35
B24	4.5	50	60	9Φ20	-	5Φ20	1	5Φ20	Φ10	35
	2.5	50	60	7Φ20	-	3Φ20	2	8Φ20	Φ10	35
	5	50	60	7Φ20	-	8Φ20	3	11Φ20	Φ10	35
	6	50	60	13Φ20	-	7Φ20	4	15Φ20	Φ10	35
							5	7Φ20		
B25	5.8	50	60	17Φ16	-	3Φ16	1	3Φ16	Φ10	35
	8.9	50	60	10Φ16	-	3Φ16	2	23Φ16	Φ10	35
	5.7	50	60	7Φ16	-	3Φ16	3	15Φ16	Φ10	35
							4	3Φ16		

Beam No.	Span length	Beam dimension		reinforcement					stirrups	
		bw	h	Positive steel	Middle steel	Negative steel exterior support	Support No.	Negative steel (interior support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
B26	11.4	50	60	12Φ16	-	6Φ16	1	6Φ16	Φ10	35
	10	50	60	6Φ16	-	6Φ16	2	14Φ16	Φ10	35
	10.8	50	60	6Φ16	-	6Φ16	3	12Φ16	Φ10	35
	5.3	50	60	6Φ16	-	6Φ16	4	12Φ16	Φ10	35
	10.8	50	60	6Φ16	-	6Φ16	5	12Φ16	Φ10	35
	13	50	60	7Φ16	-	6Φ16	6	12Φ16	Φ10	35
	11.4	50	60	7Φ16	-	6Φ16	7	12Φ16	Φ10	35
	17	50	60	12Φ16	-	6Φ16	8	12Φ16	Φ10	35
	11	50	60	6Φ16	-	6Φ16	9	19Φ16	Φ10	35
								10	17Φ16	Φ10

\*  $L_{net} = 5.8 - 0.2 = 5.6 \text{ m}$   
 \*  $L_{net} = 3.75 - 0.2 = 3.55 \text{ m}$   
 \*  $M_{slab} = 2 \times (540 + 335) \times 180 = 9.72 \text{ cm}$   
 The overall depth = 20 cm  
 1- Load calculation :  
 \*  $DL = 0.15 \times 2400 \times 1 = 360 \text{ kg/m}^2 = 0.36 \text{ t/m}^2$   
 \* Factored dead load =  $1.2 \times 0.36 = 0.432 \text{ t/m}^2$   
 \*  $LL = 200 \text{ kg/m}^2 = 0.2 \text{ t/m}^2$

#### 4-5 Stair Slab Design:

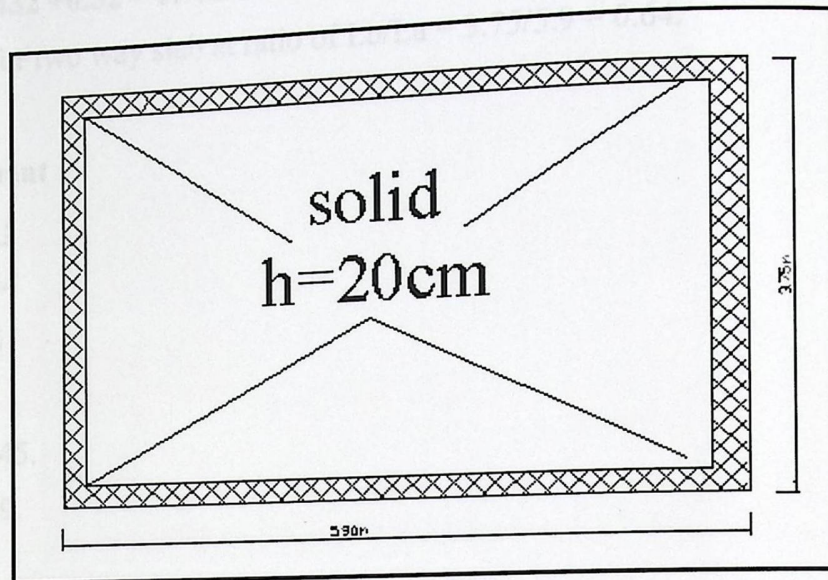


Fig (4-8) plan of stair slab

#### Visitor stairs:

- $L_a / L_b = 5.9 / 3.75 = 1.57 < 2$

So use two way solid slab

- Min  $h = \text{parameter} / 180$
- $L_{na} = 5.9 - 0.3 - 0.2 = 5.4 \text{ m}$
- $L_{nb} = 3.75 - 0.2 - 0.2 = 3.35 \text{ m}$
- Min  $h = 2 * (540 + 335) / 180 = 9.72 \text{ cm}$

Use over all depth = 20 cm .

#### 1- Load calculation :

- $DL = 0.15 \times 2400 \times 1 = 360 \text{ kg} / \text{m}^2 = 0.36 \text{ t} / \text{m}^2$
- Factored dead load =  $1.2 \times 0.36 = 0.432 \text{ t} / \text{m}^2$ .
- $LL = 200 \text{ kg} / \text{m}^2 = 0.2 \text{ t} / \text{m}^2$ .

- Factored L.L =  $1.6 \times 0.200 = 0.320 \text{ t/m}^2$ .
- Total load =  $0.432 + 0.32 = 0.752 \text{ t/m}^2$ .
- Using table for two way slab at ratio of  $L_b/L_a = 3.75/5.9 = 0.64$ .

## 2- Positive moment :

### Short direction :

- $C_{a \text{ dl}} = 0.034$
- $C_{a \text{ ll}} = 0.055$

### Long direction

- $C_{b \text{ dl}} = 0.0045$ .
- $C_{b \text{ ll}} = .0089$ .

- $$M_{a \text{ dl}} = C_{a \text{ dl}} \times dl \times L_n a^2$$

$$= 0.034 \times 0.432 \times 3.35^2 = 0.165 \text{ t.m}$$

- $$M_{a \text{ ll}} = C_{a \text{ ll}} \times ll \times L_n a^2$$

$$= 0.055 \times 0.32 \times 3.35^2 = 0.198 \text{ t.m}$$

**$M_a \text{ total} = 0.363 \text{ t.m.}$**

- $$M_{b \text{ dl}} = C_{b \text{ dl}} \times dl \times L_n a^2$$

$$= 0.0045 \times 0.432 \times 5.4^2 = 0.057 \text{ t.m}$$

- $$M_{b \text{ ll}} = C_{b \text{ ll}} \times ll \times L_n a^2$$

$$= 0.0089 \times 0.32 \times 5.4^2 = 0.083 \text{ t.m}$$

**$M_b \text{ total} = 0.14 \text{ t.m.}$**

### 3- Slab design

#### Short direction

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

$$Rn_{req} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.363 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 17^2} = 1.396 \text{ kg/cm}^2 = 0.1396 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.1396}{400}} \right) = 0.00035$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.00035 \times 100 \times 17 = 0.595 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (100)(17) \geq \frac{1.4}{400} (100)(17)$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.2 \text{ cm}^2 \geq 5.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5.95 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 5.95 \text{ cm}^2 > 0.595 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 5.95 \text{ cm}^2$$

Use  $\Phi 14 \text{ mm}@15$  ..... with  $A_s = (100/25) * (1.54) = 6.16 \text{ cm}^2$

Long direction :

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$$

$$Rn_{req} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.14 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 17^2} = 0.54 \text{ kg/cm}^2 = 0.054 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.054}{400}} \right) = 0.00014$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d = 0.00014 \times 100 \times 17 = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (100)(17) \geq \frac{1.4}{400} (100)(17)$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.2 \text{ cm}^2 \geq 5.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5.95 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 5.95 \text{ cm}^2 > 0.23 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{ select } A_{s \text{ req}} = 5.95 \text{ cm}^2$$

Use  $\Phi 12 \text{ mm} @ 15$  ..... with  $A_s = (100/15) * (1.13) = 7.53 \text{ cm}^2$

4- Development length (Ld):

long direction:

▪ Ld for ( $\Phi 14$ ) bars:

$$Ld = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \alpha \times \beta \times \gamma \times db$$

- $Ld = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 49 \text{ cm}$

- $L_a$  = distance that the bars extend beyond the support center.

- $L_a = 0$ .

- $\frac{Mn}{Vu} + L_a > ld$

$$\frac{4.5}{2.9} + 0 > 49$$

$1.55 \text{ m} = 155 \text{ cm} > 49$  .....available embedment >Req.

**Short direction:**

**Ld for (Φ14) bars:**

- $Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \alpha \times \beta \times \gamma \times db$

$$Ld = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.4 = 57.2 \text{ cm}$$

- $L_a$  = distance that the bars extend beyond the support center.

- $L_a = 0$ .

- $\frac{Mn}{Vu} + L_a > ld$

$$\frac{1.8}{1.8} + 0 > 49$$

$1.0 \text{ m} = 100 \text{ cm} > 57.2$  .....available embedment >Req.

## 5- Design for shear :

### Short and long direction :

$$\phi V_c = 0.85 \times \left[ \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right] b d = 0.85 \times \left[ \frac{\sqrt{24}}{6} \right] \times 100 \times 17 \times \left[ \frac{1}{100} \right] = 11.8 \text{ t.}$$

$$\phi V_c = 11.8 \text{ t} > V_u = 1.8 \text{ t.}$$

$$> V_u = 1.8 \text{ t.}$$

According to category (1)

No shear reinforcement is required.

## 4-6 Design Of Column:

### 4-6-1 Column (C1) in the basement floor:

#### ▪ Tied column.

By using Atir software we found that the reaction on this column from beams supported on it beside the reaction of all columns above it are:

The total factored axial load ( $P_u$ ) = 750 ton.

$P_u = 750$  ton.

#### 1- Design of the longitudinal reinforcement:

▪  $P_u = 750$  Ton.

It is axially loaded.

Type of column: "tied column".

▪ Assume  $\rho_g = 0.02$ .

$$P_n = \frac{P_u}{\Phi}$$

$$P_n = \frac{750}{0.65} = 1153.85 \text{ ton}$$

$$P_{n_{\max}} = 0.80 A_g [0.85 * f_c' + \rho_g (F_y - 0.85 * f_c')]$$

$$1153.85 = 0.80 A_g [0.85 * 0.24 + 0.02(4.0 - 0.85 * 0.24)]$$

$$A_g \text{ req} = 5152.57 \text{ cm}^2.$$

Use 80cm \* 60 cm.

$$A_g = 80 * 60 = 4800 \text{ cm}^2.$$

Determination of required  $\rho_g$  :

$$P_{n_{\max}} = 0.80 A_g [0.85 * f_c' + \rho_g (F_y - 0.85 * f_c')]$$

$$1153.85 = 0.80 * 4800 * [0.85 * 0.24 + \rho_g (4.0 - 0.85 * 0.24)]$$

$$\rho_g = 0.0254.$$

$$\rho_g > (\rho_{\min} = 0.01) \dots\dots\dots \text{ACI-Cod-10.16.8.6}$$

$$\text{Use } \rho = 0.0254.$$

$$\blacksquare \text{ Required } A_s = \rho_g * A_g = 0.0254 * 4800 = 122 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } \varnothing 25 \dots\dots\dots \text{with } A_s = 4.9 \text{ cm}^2.$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{122}{4.9} = 24.89 \approx 25 \text{ bars}$$

$$\text{Use } 26 \varnothing 25 \dots\dots\dots A_s \text{ provided} = 127.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ max} = 0.08 * 4800 = 384 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ min} = 0.01 * 4800 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ max} > A_s > A_s \text{ min} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

**2- Check slenderness effect:**

$$\blacksquare (KLu/r) \leq (34 - 12[M1/M2])$$

$$\leq 40 \dots\dots\dots \text{ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame)

r: radius of gyration =  $0.3 * h = \sqrt{I/A}$ .

M1/M2 = 1 for the interior column.

$$\blacksquare Lu = 2.83 \text{ m.}$$

$$\blacksquare (KLu/r) \leq (34 - 12[M1/M2])$$

$$(1 * 2.83 / (0.3 * 0.6m)) \leq (34 - 12[1])$$

$$15.72 \leq 22.$$

$$\leq 40$$

**Slenderness effect must not be considered.**

### 3- Design of the tie reinforcement:

- Use  $\emptyset 10$  ties.
  - 1) Spacing (S)  $\leq 16 \cdot d_b$  (Longitudinal bar diameter) =  $16 \cdot 2.5 = 40$  cm ....control.
  - 2)  $48 \cdot d_t$  (ties bar diameter) =  $48 \cdot 1 = 48$  cm.
  - 3) Least dimension = 60 cm.
  
- Use 80 cm\*60 cm with 26  $\emptyset 25$  bars with :
  - 1) " $\emptyset 10$ " ties @ 10 cm spacing at first (1m) of bottom face support.
  - 2) " $\emptyset 10$ " ties @ 20 cm spacing at (0.83m) of middle support.
  - 3) " $\emptyset 10$ " ties @ 10 cm spacing at last (1m) of top face support.

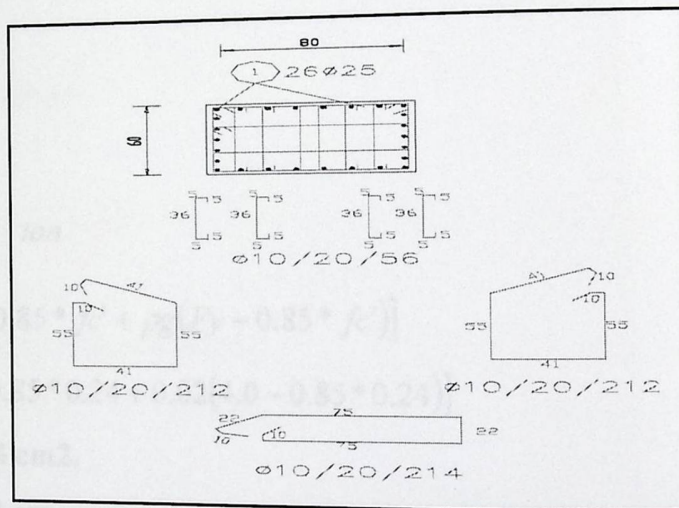


Fig (4-9) cross section in column (C1) in basement floor

#### 4-6-2 Column (C1) in the sixth floor:

- **Tied column.**

By using Atir software we found that the reaction on this column from Beams supported on it beside the reaction of all columns above it are:  
The total factored axial load ( $P_u$ ) = 90 Ton.

$$P_u = 90 \text{ Ton.}$$

#### **1- Design of the longitudinal reinforcement:**

- $P_u = 90 \text{ Ton.}$

It is axially loaded.

Type of column: "tied column".

- Assume  $\rho_g = 0.02$ .

- $$P_n = \frac{P_u}{\Phi}$$

$$P_n = \frac{90}{0.65} = 138.5 \text{ ton}$$

- $$P_{n_{\max}} = 0.80 A_g [0.85 * f_c' + \rho_g (F_y - 0.85 * f_c')]$$

$$138.5 = 0.80 A_g [0.85 * 0.24 + 0.02(4.0 - 0.85 * 0.24)]$$

$$A_g \text{ req} = 618.3 \text{ cm}^2.$$

Use 40cm \* 30 cm.

$$A_g = 40 * 30 = 1200 \text{ cm}^2.$$

Determination of required  $\rho_g$  :

- $$P_{n_{\max}} = 0.80 A_g [0.85 * f_c' + \rho_g (F_y - 0.85 * f_c')]$$

$$138.5 = 0.80 * 1200 * [0.85 * 0.24 + \rho_g (4.0 - 0.85 * 0.24)]$$

$$\rho_g = - 0.0157$$

$$\rho_g < (\rho_{\min} = 0.01 \text{ .....ACI-Cod-10.16.8.6})$$

Use  $\rho = 0.01$ .

▪ Required  $A_s = \rho_g * A_g = 0.01 * 1200 = 12 \text{ cm}^2$ .

Use  $\emptyset 16$  .....with  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ .

$$\# \text{ of bars} = \frac{12}{2.01} = 5.79 \approx 6 \text{ bars}$$

Use  $6 \emptyset 16$  .....As provided =  $12.06 \text{ cm}^2$ .

$$A_{s \text{ max}} = 0.08 * 1200 = 96 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 * 1200 = 12 \text{ cm}^2.$$

$A_{s \text{ max}} > A_s > A_{s \text{ min}}$ .....OK.

## 2- Check slenderness effect:

$$\begin{aligned} \bullet (KLu/r) &\leq (34 - 12[M1/M2]) \\ &\leq 40 \text{ ..... ACI 10-12-2} \end{aligned}$$

$L_u$ : Actual unsupported (unbraced) length.

$K$ : effective length factor ( $K=1$  for braced frame)

$r$ : radius of gyration  $= 0.3 * h = \sqrt{I/A}$ .

$M1/M2 = 1$  for the interior column.

▪  $L_u = 3.25 \text{ m}$ .

$$\begin{aligned} \bullet (KL_u/r) &\leq (34 - 12[M1/M2]) \\ (1 * 3.25 / (0.3 * 0.3 \text{ m})) &\leq (34 - 12[1]) \\ 36.11 &\geq 22. \\ &\leq 40 \end{aligned}$$

Slenderness effect must be considered.

- $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1.0$  ..... A.C.I (10.12.3) eq(10.9).

- $C_m = 1.0$  (for single curvature – braced frame) ..... A.C.I (10.12.3.1).

- $P_u = (1.2 * DL) + (1.6 * LL)$ .

- $P_u = 90$  ton.

- $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2}$  ..... A.C.I (10.12.3) eq (10.10).

- EI = large of:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta d} \dots\dots\dots eq (1)$$

Or

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta d} \dots\dots\dots eq (2)$$

- $E_c = 15000 \sqrt{fc'}$  ←  $Kg / cm^2$

$$E_c = \frac{15000 \sqrt{240}}{1000} = 232.38 \text{ Ton} / cm^2.$$

- $I_g$  = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement,  $cm^4$ .

- $I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{40 * 30^3}{12} = 90000 cm^4$ .

- $I_{se}$  = Moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section,  $cm^4$ .

- $I_{se} = 2(A_s * x^2) = 2(3 * 2.01 * 9.2^2) = 1020.76 cm^4$ .

- $E_s = 200000 \text{ MPa} = 2000 \text{ ton} / cm^2$ .

- $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1.0$  ..... A.C.I (10.12.3) eq(10.9).

- $C_m = 1.0$  (for single curvature – braced frame) ..... A.C.I (10.12.3.1).

- $P_u = (1.2 * DL) + (1.6 * LL)$ .

- $P_u = 90$  ton.

- $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2}$  ..... A.C.I (10.12.3) eq (10.10).

- EI = large of:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta d} \dots\dots\dots \text{eq (1)}$$

Or

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta d} \dots\dots\dots \text{eq (2)}$$

- $E_c = 15000 \sqrt{f'c} \leftarrow \text{Kg/cm}^2$

$$E_c = \frac{15000 \sqrt{240}}{1000} = 232.38 \text{ Ton/cm}^2.$$

- $I_g$  =moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement,  $\text{cm}^4$ .

- $I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{40 * 30^3}{12} = 90000 \text{cm}^4$ .

- $I_{se}$  = Moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section,  $\text{cm}^4$ .

- $I_{se} = 2(A_s * x^2) = 2(3 * 2.01 * 9.2^2) = 1020.76 \text{cm}^4$ .

- $E_s = 200000 \text{ MPa} = 2000 \text{ ton/cm}^2$ .

- $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0$  ..... A.C.I (10.12.3) eq(10.9).

- $C_m = 1.0$  (for single curvature - braced frame) ..... A.C.I (10.12.3.1).

- $P_u = (1.2 \cdot DL) + (1.6 \cdot LL)$ .

- $P_u = 90 \text{ ton}$ .

- $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K L_e)^2}$  ..... A.C.I (10.12.3) eq (10.10).

- $EI =$  large of:

$$EI = \frac{(0.2 E_c I_g + E_s I_s)}{1 + \beta d} \text{ ..... eq (1)}$$

Or

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta d} \text{ ..... eq (2)}$$

- $E_c = 15000 \sqrt{f_c'} \leftarrow E_c / \text{cm}^2$

$$E_c = \frac{15000 \sqrt{240}}{1000} = 232.38 \text{ Ton / cm}^2$$

- $I_g =$  moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement,  $\text{cm}^4$ .

- $I_g = \frac{b^3 h^3}{12} = \frac{40^3 \cdot 30^3}{12} = 90000 \text{ cm}^4$ .

- $I_s =$  Moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section,  $\text{cm}^4$ .

- $I_s = 2(4 \cdot 4^3) + 2(3 \cdot 2.01 \cdot 4.2^3) = 1020.76 \text{ cm}^4$ .

- $E_s = 20000 \text{ MPa} = 200 \text{ ton / cm}^2$ .

$$\beta_d = \frac{\text{factored axial dead load}}{\text{factored axial total load}} = \frac{72}{90} = 0.8 .$$

From equation 1 and 2 we select the large value:

$$EI = \frac{((0.2 * 232.38 * 90000) + (2000 * 1020.76))}{1 + 0.8} = 3457978 \text{ ton.cm}^2$$

$$EI = \frac{0.4 * 232.38 * 90000}{1 + 0.8} = 4647600 \text{ ton.cm}^2 \text{ (control = large).}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * 4647600}{(1.0 * 3.25 * 100)^2} = 434.27 \text{ ton .}$$

$$\delta_{ms} = \frac{1.0}{1 - \frac{0.75 * 434.27}{90}} = 1.382 \geq 1.0 \dots\dots\dots\text{OK .}$$

$$e_{\min} = 15 + (0.03 * h) = 15 + (0.03 * 300) = 24 \text{ mm}$$

$$e_{\text{req.}} = 1.382 * 24 = 33.16 \text{ mm} = 3.3 \text{ cm .}$$

Because M negligible we use the equation above.

$$e_{\text{used}} = 3.3 \text{ cm.}$$

We calculate eb (balance) to check e used if small or greater than eb .

$$P_n \text{ req.} = 138.5 \text{ ton.}$$

$$M_n = 138.5 * 3.3 = 457.05 \text{ ton .m}$$

$$\text{Let } P_b = P_n = 138.5 \text{ ton}$$

$$\epsilon_y = \frac{400}{200000} = 0.002$$

$$\frac{x_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} \Rightarrow \frac{x_b}{24.2} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} \Rightarrow x_b = 14.52 \text{ cm}$$

- $a_b = 0.85 * x_b \Rightarrow a_b = 0.85 * 14.52 = 12.342 \text{ cm}$
- $C_c = 0.85 * f_c' * b * a_b \Rightarrow C_c = 0.85 * 0.24 * 40 * 12.342 \Rightarrow C_c = 100.71 \text{ ton}$

Compression steel - yield ?

- $\frac{\epsilon_s'}{0.003} = \frac{x_b - d'}{x_b} \Rightarrow \frac{\epsilon_s'}{0.003} = \frac{14.52 - 6}{14.52} \Rightarrow \epsilon_s' = 0.00176 < \epsilon_y \dots \dots \text{so comprissio steel does not yield}$
- $C_s = A_s' (f_s - 0.85 f_c') \Rightarrow C_s = (3 * 2.01) \left\{ \frac{0.00176}{0.002} * 4.0 - (0.85 * 0.24) \right\} \Rightarrow C_s = 19.99 \text{ ton}$
- $T = A_s * f_y \Rightarrow T = 3 * 2.01 * 4.0 \Rightarrow T = 24.12 \text{ ton}$

$$\sum fy = 0 \uparrow +$$

$$C_c + C_s - T - P_b = 0.0$$

$$100.71 + 19.99 - 24.12 - P_b = 0.0 \Rightarrow P_b = 96.58 \text{ ton.}$$

**Take moment about center axis of column:**

$$\sum m \text{ at C.A} = 0.0 + \text{Clock wise.}$$

$$\text{▪ } -T * \left(d - \frac{h}{2}\right) - C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2}\right) - C_s \left(\frac{h}{2} - d'\right) + (P_b * e_b) = 0.0$$

$$(-24.12 * (24.2 - \frac{30}{2})) - 100.71 \left(\frac{30}{2} - \frac{12.342}{2}\right) - 19.99 \left(\frac{30}{2} - 5.8\right) + (96.58 * e_b) = 0.0$$

$$\text{▪ } e_b = 13.36 \text{ cm}$$

$$\text{▪ } e \text{ used} < e_b \Rightarrow 3.3 < 13.36 \quad \therefore \text{compression control.}$$

$$\text{▪ } M_b = P_b * e_b$$

$$= 96.58 * 13.36$$

$$= 1290.31 \text{ ton .m}$$

$$\text{▪ } M_0 = C_c (d - a/2) + C_s (d - d')$$

- $T = C_c + C_s$
- $24.12 = \left\{ (0.85 * 0.24 * 40 * 0.85 * x) + \left[ \left( \frac{x-6}{x} * (0.003 * 2000) - (0.85 * 0.24) \right) * (3 * 2.01) \right] \right\}$
- $6.939X^2 + 10.83X - 217.08 = 0.0$
- $X = 4.867 \text{ cm.}$
- $a = 0.85 * 4.87 = 4.137 \text{ cm.}$
- $C_c = 0.85 * f_c' * b * a_b \Rightarrow C_c = 0.85 * 0.24 * 40 * 4.137 \Rightarrow C_c = 33.76 \text{ ton}$
- $C_s = \left\{ \left[ \left( \frac{4.87-6}{4.87} * (0.003 * 2000) - (.85 * .24) \right) * (3 * 2.01) \right] \right\} = -9.625$
- $C_c + C_s = 33.76 + -9.625 = 23.975 \text{ ton}$
- $T = 24.1 > 23.975 \dots\dots\dots \text{calculation is OK.}$
- $M_0 = 33.76 (24 - 4.137/2) + -9.625 (24 - 6)$   
 $= 567.16 \text{ t.m}$

### 3- Design of the tie reinforcement:

Use  $\emptyset 10$  ties.

- 1) Spacing (S)  $\leq 16 * db$  (Longitudinal bar diameter) =  $16 * 1.6 = 25.6 \text{ cm control.}$
- 2)  $48 * dt$  (ties bar diameter) =  $48 * 1 = 48 \text{ cm.}$
- 3) Least dimension =  $30 \text{ cm.}$

Use  $40 \text{ cm} * 30 \text{ cm}$  with  $6 \emptyset 16$  bars with :

- 1- " $\emptyset 10$ " ties @  $10 \text{ cm}$  spacing at first (1m) of bottom face support.
- 2- " $\emptyset 10$ " ties @  $20 \text{ cm}$  spacing at (0.83m) of middle support.
- 3- " $\emptyset 10$ " ties @  $10 \text{ cm}$  spacing at last (1m) of top face support.

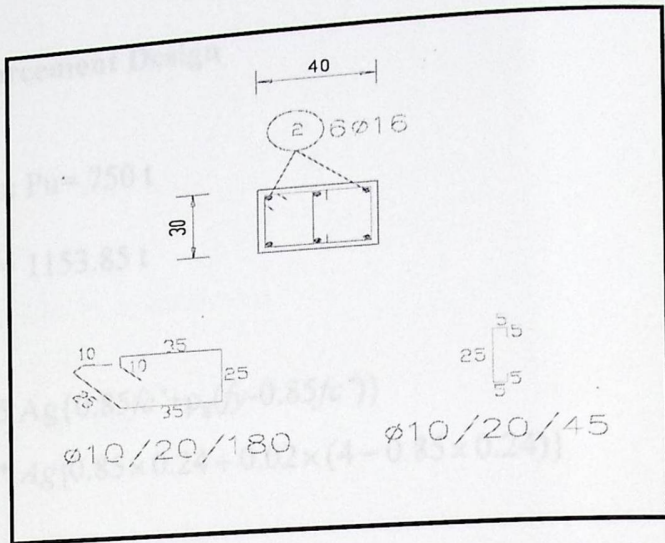


Fig (4-10) cross section in column (C1) in sixth floor

#### 4-6-4 Circular Column Design

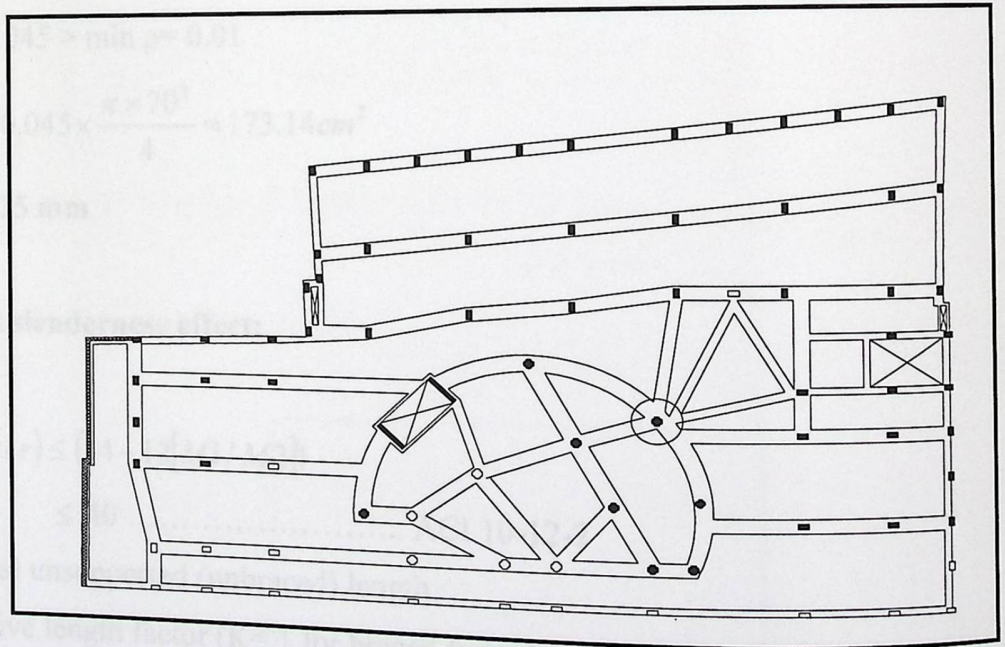


Fig (4.11): Location of Circular Column (8)

## 1- Longitudinal Reinforcement Design

- Total load on column  $P_u = 750$  t
- Required  $P_n = \frac{750}{0.65} = 1153.85$  t
- Use  $\rho_g = 2\%$
- Maximum  $P_n = 0.85 A_g \{0.85 f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$   
 $1153.85 = 0.8 * A_g \{0.85 \times 0.24 + 0.02 \times (4 - 0.85 \times 0.24)\}$
- $A_g = 5152.58 \text{ cm}^2$

Use diameter of circular column = 70 cm

- $A_g = \frac{\pi \times 70^2}{4} = 3848.45 \text{ cm}^2$

Determination of required  $\rho_g$ :

- $1153.85 = 3848.45 \times 0.8 \times \{0.85 \times 0.24 + \rho_g \times (4 - 0.85 \times 0.24)\}$
- $\rho_g = 0.045 > \min \rho = 0.01$
- $A_s = 0.045 \times \frac{\pi \times 70^2}{4} = 173.14 \text{ cm}^2$

Use 36 $\Phi$ 25 mm

## 2- Check slenderness effect:

- $(KL_u/r) \leq (34 - 12[M_1/M_2])$   
 $\leq 40 \dots\dots\dots \text{ACI 10-12-2}$

$L_u$ : Actual unsupported (unbraced) length.

$K$ : effective length factor ( $K = 1$  for braced frame)

$r$ : radius of gyration  $= 0.3 * h = \sqrt{I/A}$ .

$M_1/M_2 = 1$  for the interior column.

- $L_u = 2.83$  m.

$$\begin{aligned} \bullet \quad (1 \cdot 2.83 / (0.3 \cdot 0.7m)) &\leq (34 - 12[1]) \\ 13.48 &\leq 22. \\ &\leq 40 \end{aligned}$$

Slenderness effect must not be considered.

### 3- Spiral Reinforcement Design

- $D_c = 70 - 8(\text{cover}) = 62 \text{ cm}$
- Use  $\Phi 8 \text{ mm}$  for spiral reinforcement
- $A_c = \frac{\pi \times 62^2}{4} = 3019.07 \text{ cm}^2$
- $\rho_s = 0.45 \frac{f_c'}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 0.45 \times \frac{24}{400} \times \left( \frac{3848.45}{3019.07} - 1 \right) = 0.0074$
- $S_{\max} = \frac{\pi(D_c - d_s) \cdot a_c}{A_c \cdot \rho_s} = \frac{\pi \times (62 - 0.8) \times 0.79}{3848.45 \times 0.0074} = 5.33 \text{ cm}$

Use  $\Phi 10 @ 5 \text{ cm}$

- Maximum clear spacing =  $5.33 - 0.8 = 4.53 \text{ cm} < 8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$   
 $\geq 2.5 \text{ cm}$

Use  $\Phi 8 @ 5 \text{ cm C/C spacing spiral}$ .

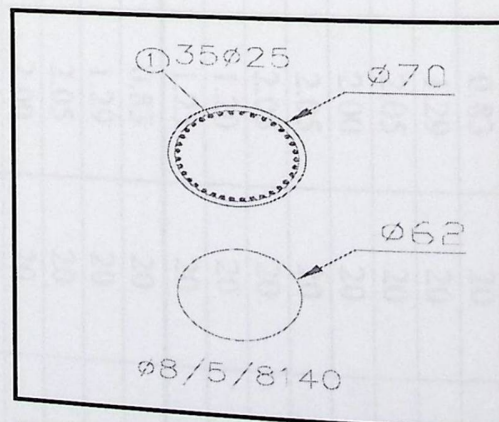


Fig (4-12) cross section in column (C8)

Table (4-1): rectangular columns reinforcement

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties						
			No. Of Bars	Size (Φ) (mm)	Size (Φ) (mm)	Top Length (cm)	Spacing (cm)	Middle Length	Spacing (cm)	Bottom Length	Spacing (cm)
C1	Basement	70 x 40	14	20	10	100	10	0.83	20	100	10
	Ground	70 x 40	14	20	10	100	10	1.29	20	100	10
	First	70 x 40	14	20	10	100	10	2.05	20	100	10
	Second	70 x 40	14	20	10	100	10	2.00	20	100	10
	Third	50 x 40	8	18	10	100	10	2.05	20	100	10
	Fourth	50 x 40	8	18	10	100	10	2.05	20	100	10
C2	Fifth	40 x 30	6	16	10	100	10	1.20	20	100	10
	Sixth	40 x 30	6	16	10	100	10	1.25	20	100	10
	Basement	70 x 40	20	20	10	100	10	0.83	20	100	10
	Ground	70 x 40	20	20	10	100	10	1.29	20	100	10
	First	70 x 40	20	20	10	100	10	2.05	20	100	10
	Second	70 x 40	20	20	10	100	10	2.00	20	100	10
C3	Third	50 x 40	18	18	10	100	10	2.05	20	100	10
	Fourth	50 x 40	18	18	10	100	10	2.05	20	100	10
	Fifth	40 x 30	8	16	10	100	10	1.20	20	100	10
	Sixth	40 x 30	8	16	10	100	10	1.25	20	100	10
	Basement	70 x 40	10	20	10	100	10	0.83	20	100	10
	Ground	70 x 40	10	20	10	100	10	1.29	20	100	10

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties						
			No. Of Bars	Size (Φ) (mm)	Size (Φ) (mm)	Top Length (cm)	Spacing (cm)	Middle Length	Spacing (cm)	Bottom Length	Spacing (cm)
C4	Basement	70 x 40	18	25	10	100	10	0.83	20	100	10
	Ground	70 x 40	10	25	10	100	10	1.29	20	100	10
	First	70 x 40	8	22	10	100	10	2.05	20	100	10
	Second	70 x 40	8	22	10	100	10	2.00	20	100	10
	Third	50 x 40	8	18	10	100	10	2.05	20	100	10
	Forth	50 x 40	8	18	10	100	10	2.05	20	100	10
	Fifth	40 x 30	8	16	10	100	10	1.20	20	100	10
	Sixth	40 x 30	8	16	10	100	10	1.25	20	100	10
	Basement	80 x 60	20	25	10	100	10	0.83	20	100	10
	Ground	80 x 60	20	25	10	100	10	1.29	20	100	10
	First	80 x 60	10	25	10	100	10	2.05	20	100	10
	C5	Second	80 x 60	10	25	10	100	10	2.00	20	100
Third		60 x 40	10	25	10	100	10	2.05	20	100	10
Forth		60 x 40	8	22	10	100	10	2.05	20	100	10
Fifth		40 x 30	8	22	10	100	10	1.20	20	100	10
Sixth		40 x 30	8	16	10	100	10	1.25	20	100	10

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties							
			No. Of Bars	Size (Φ) (mm)	Size (Φ) (mm)	Top Length (cm)	Spacing (cm)	Middle Length	Spacing (cm)	Bottom Length	Spacin g (cm)	
C6	Basement	80 x 60	18	20	10	100	10	0.83	20	100	10	
	Ground	80 x 60	18	20	10	100	10	1.29	20	100	10	
	First	80 x 60	18	20	10	100	10	2.05	20	100	10	
	Second	80 x 60	18	20	10	100	10	2.00	20	100	10	
	Third	60 x 40	16	20	10	100	10	2.05	20	100	10	
	Forth	60 x 40	10	18	10	100	10	2.05	20	100	10	
	Fifth	40 x 30	10	18	10	100	10	1.20	20	100	10	
	Sixth	40 x 30	10	18	10	100	10	1.25	20	100	10	
	Basement	80 x 60	26	25	10	100	10	0.83	20	100	10	
	Ground	80 x 60	26	25	10	100	10	1.29	20	100	10	
	First	80 x 60	18	20	10	100	10	2.05	20	100	10	
C7	Second	80 x 60	18	20	10	100	10	2.00	20	100	10	
	Third	60 x 40	18	20	10	100	10	2.05	20	100	10	
	Forth	60 x 40	10	20	10	100	10	2.05	20	100	10	
	Fifth	40 x 30	10	20	10	100	10	1.20	20	100	10	
	Sixth	40 x 30	8	16	10	100	10	1.25	20	100	10	

Table (4-2): circular columns reinforcement:

Column No.	Floor No.	Column Diameter (cm)	Vertical Reinforcement		Ties	
			No. Of Bars	Size (Φ) (mm)	Size (Φ) (mm)	Spacing (cm)
C8	Basement	70	16	20	8	5
	Ground	70	13	20	8	5
	First	70	13	20	8	5
	Second	70	13	20	8	5
	Third	70	13	20	8	5
	Forth	70	13	20	8	5
	Fifth	70	13	20	8	5
	Sixth	70	13	20	8	5
C9	Basement	70	13	20	8	5
	Ground	70	13	20	8	5
	First	70	13	20	8	5
	Second	70	13	20	8	5
	Third	70	13	20	8	5
	Forth	70	13	20	8	5
	Fifth	70	13	20	8	5
C10	Basement	70	13	20	8	5
	Ground	70	13	20	8	5
	First	70	13	20	8	5
	Second	70	13	20	8	5
	Third	70	13	20	8	5
C11	Basement	70	13	20	8	5
C12	Basement	70	29	25	8	5
	Ground	70	19	25	8	5
	First	70	14	20	8	5
	Second	70	13	20	8	5
	Third	70	13	20	8	5
	Forth	70	13	20	8	5
	Fifth	70	13	20	8	5
	Sixth	70	13	20	8	5

Column No.	Floor No.	Column Diameter (cm)	Vertical Reinforcement		Ties	
			No. Of Bars	Size (Φ) (mm)	Size (Φ) (mm)	Spacing (cm)
C13	Basement	70	23	25	8	5
	Ground	70	17	20	8	5
	First	70	13	20	8	5
	Second	70	13	20	8	5
	Third	70	13	20	8	5
	Forth	70	13	20	8	5
	Fifth	70	13	20	8	5
C14	Basement	70	25	25	8	5
	Ground	70	20	20	8	5
	First	70	13	20	8	5
	Second	70	13	20	8	5
	Third	70	13	20	8	5
	Forth	70	13	20	8	5
	Fifth	70	13	20	8	5
C15	Basement	70	35	25	8	5
	Ground	70	26	25	8	5
	First	70	17	25	8	5
	Second	70	13	20	8	5
	Third	70	13	20	8	5
	Forth	70	13	20	8	5
	Fifth	70	13	20	8	5
	Sixth	70	13	20	8	5

## 4-7 Footing Design :

### 4-7-1 Footing (F5) Design

#### 1- Load :

From Column (C 7) (40\*70) :

Ultimate load on footing (F5) :

- $P_u = 607 \text{ ton}$  .
- service load =  $D + L = 453 \text{ ton}$  .
- the footing will carry 1.5 m of overburden soil
- weighting about  $1.7 \text{ ton/m}^3$
- Allowable soil pressure =  $4.5 \text{ kg/cm}^2$

#### 2 - Design:

- Estimate footing to be about 100 cm thick, in addition to about 10 cm of blinding concrete

$$\text{Service Load} = D+L = 453 \text{ ton}$$

- Footing Weight =  $(0.10+1.0)(2.4) = 2.64 \text{ ton/m}^2$

- $\gamma_s \times d = (1.70)(1.50) = 2.6 \text{ ton/m}^2$

- $P_{\text{net}} = 45 - 2.64 - 2.6 = 39.76 \text{ ton/m}^2$

- Area (A) = Service Load /  $P_{\text{net}}$

$$= 453 \text{ ton} / 39.76 \text{ ton/m}^2 = 11.4 \text{ m}^2$$

Use  $L = 3.40 \text{ m}$  ,  $W = 3.40 \text{ m}$  ,  $A = 11.56 \text{ m}^2$

- $P_{\text{net}} (\text{factor}) = P_u / \text{area} = 607 / 11.56 = 52.5 \text{ ton/m}^2$

3- Determine depth based on shear strength:

- Check the depth for two way shear action (punching):
- Using section ( A - A ) and letting  $V_u = V_c$
- $V_u = (P_{net})(\text{one way shear area}) = (5.25)(340)(135-d) = 1785 (135-d)$
- $\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times (340) \times (d) \times 10 = 2638.2d$

▪  $\Phi V_c = V_u$

$2638.2 d = 1785 (135 - d)$

$d = 57.1 \text{ cm}$

∴ Use  $d = 80 \text{ cm}$

- Total depth of footing =  $80 + 8 + 2 = 90 \text{ cm}$

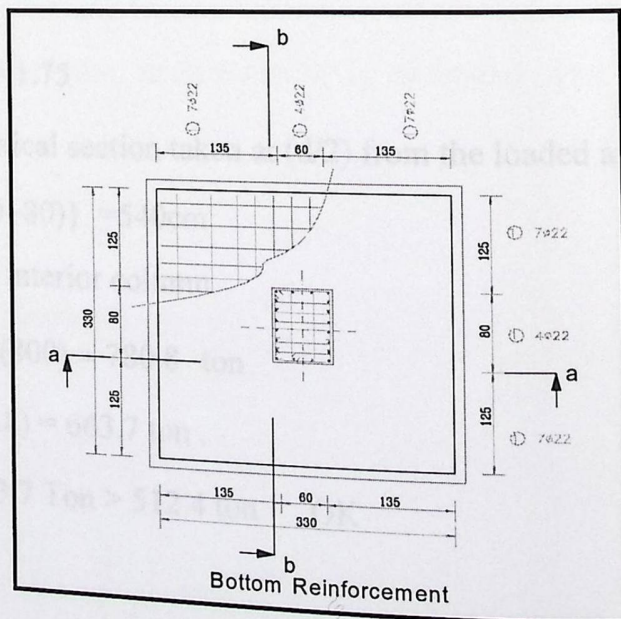


Fig (4-13) footing (F5) plan

4- Check this depth for two way shear action (punching):

- Using critical section (B-B-B-B) with  $d = 80$  cm .

$$V_u = P_{net} \times ( (W) \times (L) - (a + d)(b + d) )$$

$$= 5.25 [(340)(340) - (40+80)(70+80)]/1000 = 512.4 \text{ ton}$$

The punching shear strength is the smallest of:

- $V_c = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.5 \sqrt{f'_c} b_o d$
- $V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.55 \sqrt{f'_c} b_o d$
- $V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$

Where:

- $\beta_c = a / b = 70 / 40 = 1.75$
- $b_o =$  Perimeter of critical section taken at  $(d/2)$  from the loaded area  
 $= 2\{(40+80)+(70+80)\} = 540\text{cm}$
- $\alpha_s = 40$  For interior column
- $V_c = 0.33\sqrt{30}(5400)(800) = 780.8 \text{ ton}$
- $\Phi V_c = (0.85)(780.8) = 663.7 \text{ ton} .$
- $\Phi V_c > V_u \quad 663.7 \text{ Ton} > 512.4 \text{ ton} \quad \text{OK}$

1- Check transfer of load at base of column:

- $\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$   
 $\Phi P_n = 0.7(0.85)(0.24)(40 \times 70) = 499.8 \text{ ton} < 607 \text{ ton} = P_u$

∴ Dowels are required for load transfer.

- Express  $P_u = 607 - 499.8 = 107.2 \text{ ton}$ .

- Required  $A_s = \frac{\text{excess } P_u}{\phi [f_y - 0.85 f_c']} = \frac{107.2}{0.70 [4.2 - 0.85 \times 0.24]} = 38.8 \text{ cm}^2$ .

Compare to minimum required  $A_s$  :

- $A_{s \text{ min}} = 0.005 A_g = (0.005)(40)(70) = 14 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ req}}$

Use 13  $\phi$  20 bars as dowels ..... With  $A_s = 40.08 \text{ cm}^2$ .

- However, since the column reinforcement is extended into footing, no dowels are required.

6- Design for Bending Moment:

- $M_u = \left( P_{net} \times W \times \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$   
 $= \left( 5.25 \times 340 \times \left( \frac{340}{2} - \frac{70}{2} \right) \right) \times 0.5 \left( \frac{340}{2} - \frac{70}{2} \right) = 162.6 \text{ ton.m}$

- $M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{162.6}{0.9} = 180.7 \text{ ton}$
- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{180.7 \times 10^5}{340 \times 80^2} = 8.5 \text{ Kg/cm}^2$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.61$
- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.61 \times 8.5}{400}} \right) = 0.0025 > 0.002$

$$\rho = 0.0025 > \rho_{\min} = 0.002$$

$$\text{Req. } A_s = 0.0025 (340) (80) = 68 \text{ cm}^2$$

Use 18  $\Phi$  22 .....  $A_s = 68.4 \text{ cm}^2$  (In each way)

### 7- Development Length ( $L_d$ ):

▪ Ld for  $\Phi$  22 :

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \beta \alpha \lambda d_b = \frac{400}{2 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2.2 = 80.3 \text{ cm}$$

▪ Available embedment =  $135 - 8 = 127 \text{ cm} > 80.3 \text{ cm} \therefore \text{OK.}$

Instead of dowels, extend the longitudinal bars of the column within the footing.

$$L_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100 \times 2.2}{\sqrt{24}} = 40.2 \text{ cm}$$

▪  $L_{dh} = L_{hb} \times \text{modification factors}$

$$\geq 8 d_b = 8 \times 2.2 = 17.6 \text{ cm.}$$

$$\geq 15 \text{ cm.}$$

- $L_{dh} = 40.2 \times 0.7 = 28.14 \text{ cm}$
- Available embedment =  $150 - 8 - 2.2 - 2.2 = 137.6 \text{ cm} > 28.14 \text{ cm}$

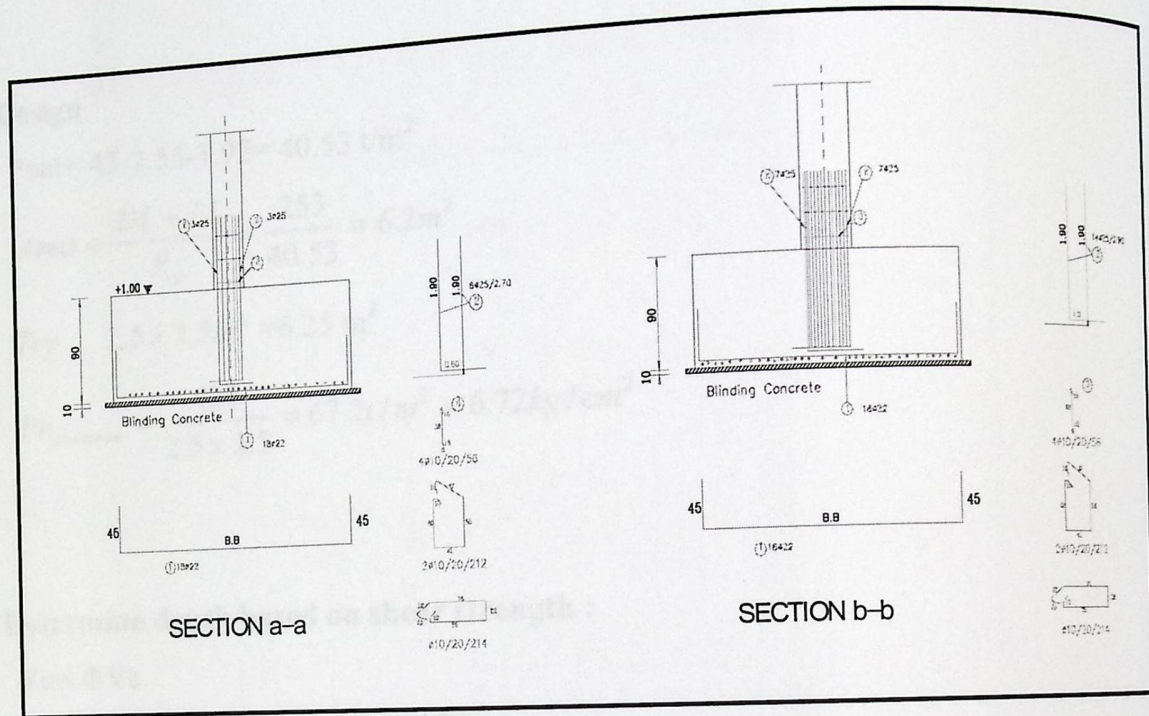


Fig (4-14) footing (F5) detail

#### 4-7-2 Footing (F14) Design

##### 1- Loads:

From Column (C 8) (D =70) :

Ultimate load on footing (F14):

- $P_u = 420 \text{ t}$
- $DL+LL = 253 \text{ t}$
- Allowable soil pressure =  $4.5 \text{ kg/cm}^2$
- Estimate footing to be about 70 cm thick, in addition to about (10cm) of blinding concrete

$$(0.1 + 0.7) \times 2.4 = 1.92 \text{ t/m}^2$$

$$1.5 \times 1.7 = 2.55 \text{ t/m}^2$$

## 2- Design

$$\blacksquare P_{net} = 45 - 2.55 - 1.92 = 40.53 \text{ t/m}^2$$

$$\blacksquare Area = \frac{DL + LL}{P_{net}} = \frac{253}{40.53} = 6.2 \text{ m}^2$$

$$\blacksquare Try \quad 2.5 \times 2.5 \text{ m}^2 = 6.25 \text{ m}^2$$

$$\blacksquare P_{u_{Factored}} = \frac{420}{2.5 \times 2.5} = 67.2 \text{ t/m}^2 = 6.72 \text{ kg/cm}^2$$

## 3- Determine depth based on shear strength :

$$\blacksquare V_u = \Phi V_c$$

$$6.72 \times 250 \times (158 - d) = 0.85 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 10 \times 250 \times d$$

$$\blacksquare \sqrt{\frac{\pi}{4}} \times 70 = 62.04 \text{ cm To convert the column from circle to square=}$$

$$137.46 - .87 d = d$$

$$d = 73.5 \text{ cm}$$

$$\text{Take } d = 75 \text{ cm}$$



The punching shear strength is the smallest of:

- $V_c = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.5 \sqrt{f'_c} b_o d$
- $V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.68 \sqrt{f'_c} b_o d$
- $V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots \text{Control}$

▪  $V_c = 0.33 \times \sqrt{24} \times 7.5 \times 424.12 = 574.9t$

$\Phi V_c = 488.7t > 273.4t \dots \dots \dots \text{OK}$

6- Check transfer of load at base of column:

- $\Phi P_n = \Phi(0.85 f'_c A_g)$
- $\Phi P_n = 0.75 \times 0.85 \times 0.3 \times \frac{\pi \times 70^2}{4} = 736.02t > 420t$
- No dowels are required.

However since the column reinforcement is extend into footing.

7- Design for bending moment:

$M_u = 67.2 \times 250 \times 158 \times 158 \times 0.5 = 209.69t.m$

$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{209.69 \times 10^5}{0.9 \times 250 \times 80^2} = 14.56kg/cm^2$

$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.61 \times 14.56}{400}} \right) = 0.0025 > 0.002$

$A_s = 0.0025 \times 250 \times 80 = 50cm^2$

Use 11Φ25 In each way

8- Development length:

Category A, item 2

- $L_d = \frac{5f_y}{8\sqrt{f_c'}} \beta \alpha \lambda d_b = \frac{5 \times 400}{8 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 114.1 \text{ cm}$

- Available embedment =  $158 - 8 = 150 \text{ cm} > 114.1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$

- **Note:**

If a moment is to be transfer to the footing, it will be better to extend the longitudinal bars of the column into the footing instead of using dowels.

In this case, the longitudinal bars are terminated into the supporting footing by a standard 90 hook.

Inside diameter of bent =  $6 d_b = 6 \times 2.0 = 12 \text{ cm}$

Straight extension =  $12 d_b = 12 \times 2.0 = 24 \text{ cm}$

$$L_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f_c'}} = \frac{100 \times 2}{\sqrt{24}} = 40 \text{ cm}$$

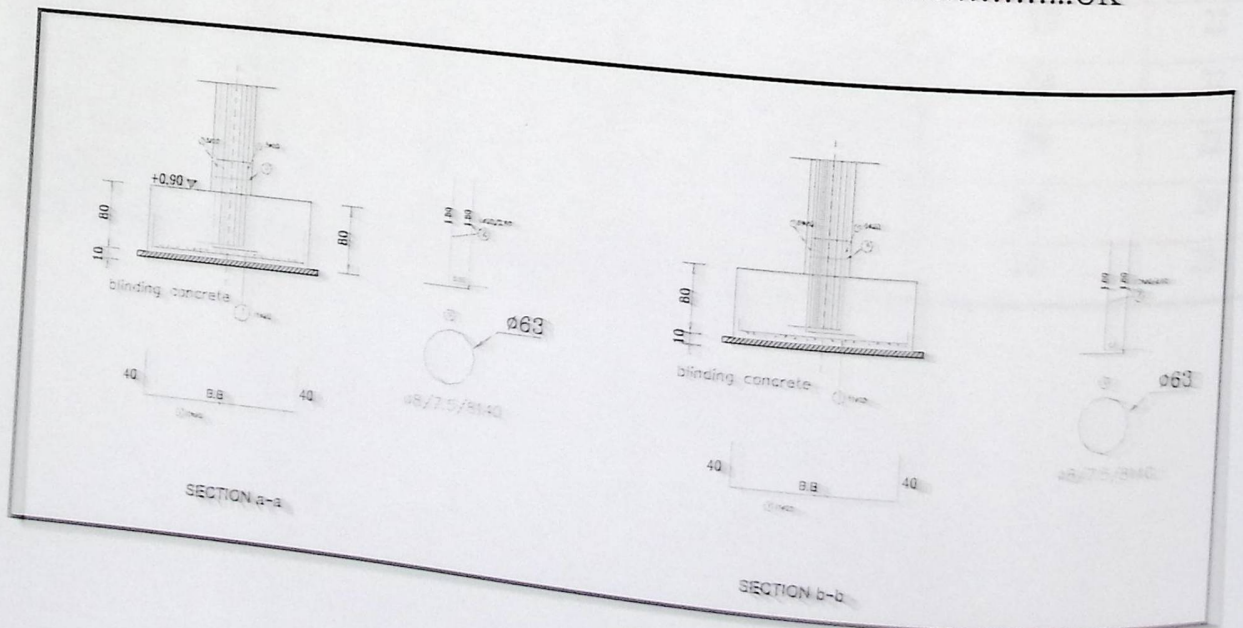
$$L_{dh} = L_{hb} \times \text{modification factors}$$

$$\geq 8 d_b = 8 \times 2.0 = 16 \text{ cm}$$

$$\geq 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh} = 40 \times 0.7 = 28 \text{ cm}$$

Available embedment =  $100 - 8 - 2 \times 2 = 88 \text{ cm} > 28 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$



$$l_d = \frac{5}{8} \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \beta_a \lambda d_s = \frac{5 \times 400}{8 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 114.1 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = 158 - 8 = 150 \text{ cm} > 114.1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

**Note:**

If a moment is to be transfer to the footing, it will be better to extend the longitudinal bars of the column into the footing instead of using dowels.

In this case, the longitudinal bars are terminated into the supporting footing by a standard hook.

$$\text{Inside diameter of bent} = 6 d_b = 6 \times 20 = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Straight extension} = 12 d_b = 12 \times 20 = 24 \text{ cm}$$

$$d_b = \frac{100 f_y}{\sqrt{f_c}} = \frac{100 \times 2}{\sqrt{24}} = 40 \text{ cm}$$

$$d_b = d_b \times \text{modification factors}$$

$$\geq 6 d_b = 6 \times 20 = 12 \text{ cm}$$

$$\geq 15 \text{ cm}$$

$$\geq 40 \times 0.7 = 28 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = 100 - 2.5 = 97.5 \text{ cm} > 28 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$



Fig (4-16) footing (F14) detail

Table (4-3): Footings reinforcement

Footing No.	Dimensions (cm)			Reinforcement (Each way)		
	Width(W) (cm)	Length(L) (cm)	Height(H) (cm)	No of Bar (short)	No of. Bars (long)	Diameter (mm)
F 1	160	160	50	6	6	20
F 2	200	200	50	12	10	16
F 3	250	250	70	20	18	16
F 4	150	150	40	6	6	16
F 5	330	330	90	18	18	22
F 6	360	360	100	21	21	22
F7	300	300	80	15	15	22
F 8	160	160	45	9	9	16
F 9	230	230	60	16	14	16
F10	280	280	80	13	13	22
F 11	380	380	110	24	24	22
F 12	350	350	120	28	28	22
F13	370	370	100	24	24	20
F14	250	250	80	11	11	25

### 4-8 Mat Foundation Design:

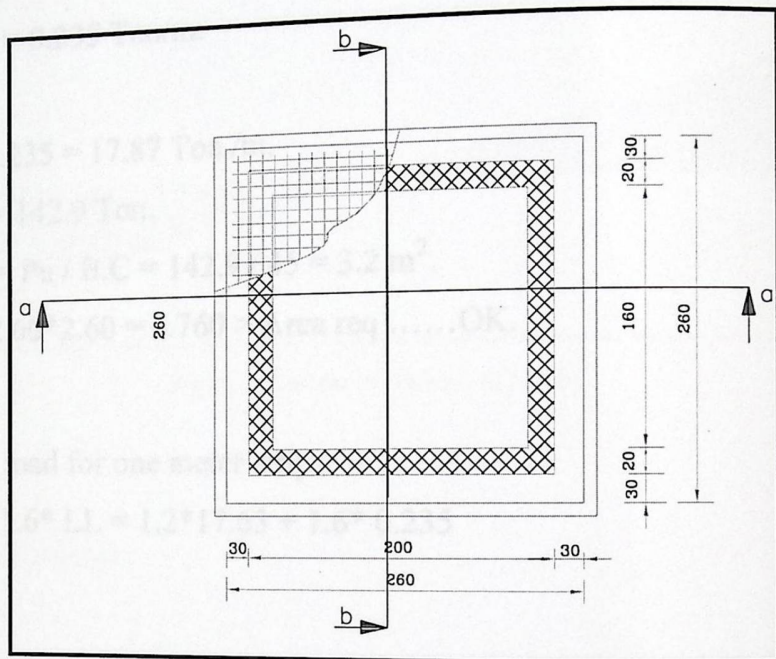


Fig (4-17) Mat foundation (F15) plan

#### 1- Load calculation:

- lab Weight (D.L) =  $2.5 \times 0.2 \times 2.2 \times 2.20 = 2.42 \text{ Ton}$ .
- Slab Weight (D.L) / m on the wall =  $2.42 / \{(2 \times 2.2) + (2 \times 2.2)\} = 0.28 \text{ Ton / m}$ .
- Live Load acting on the Slab =  $0.2 \times 2.2 \times 2.2 = 0.97 \text{ Ton}$ .
- Live Load acting on the Slab / m of the wall =  $0.97 / \{(2 \times 2.2) + (2 \times 2.2)\} = 0.11 \text{ Ton/m}$ .
- Total (D.L) of the Wall = Wall Height \* (W) \* ( $\gamma_c$ ).

$$= (34.7) * 0.2 * 2.5 = 17.35 \text{ Ton / m.}$$

- Live load of the lift = 1 Ton .
- Live load of the lift /m =  $(1 / 8) = 0.125 \text{ Ton / m.}$
- Total Dead load = 17.63 Ton/m.
- Total live load = 0.235 Ton/m.
- $P_u = 17.63 + 0.235 = 17.87 \text{ Ton /m.}$
- $P_u = 17.87 * 8 = 142.9 \text{ Ton.}$
- Required area =  $P_u / \text{B.C} = 142.9 / 45 = 3.2 \text{ m}^2.$
- A provided =  $2.60 * 2.60 = 6.760 > \text{Area req .....OK.}$

- Total Factored load for one meter strip  
 $= 1.2 * \text{DL} + 1.6 * \text{LL} = 1.2 * 17.63 + 1.6 * 0.235$   
 $= 21.5 \text{ Ton.}$

## 2- Design in X- Direction.

- Check of Bearing capacity for Section a-a.
- $P_{\text{net}} = (2 * 21.5) / (1 * 2.60) = 16.56 \text{ Ton/ m}^2.$
- $(P_{\text{net}} = 16.56) < (1.4 * \text{B.C} = 63) \text{ .....OK.}$

Design of reinforcement:-

By using atir software we found that the moment envelope of this section is as the follow

From atir software we found that the shear Envelope is as Figure (4-20):

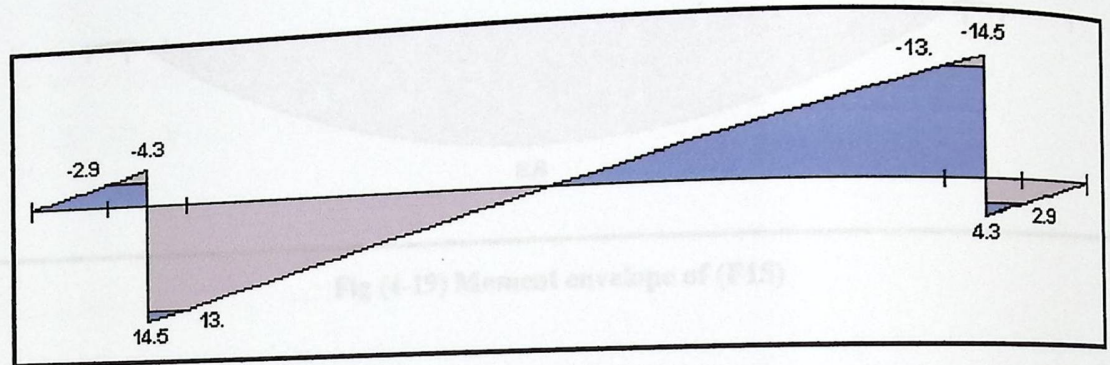


Fig (4-18) shear envelope of (F15)

**Estimation of footing depth:-**

- $V_u = 13 \text{ Ton.}$
- $\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times (100) \times (d) = 61.24d$
- Let  $V_u = \Phi V_c.$

So,  $d = 0.212\text{m} = 21.2 \text{ cm.}$

- Assume  $\Phi 12$  for main reinforcement.
- $h_{\text{req}} = 21.2 + 8 + 0.6 = 29.8 \text{ cm.}$
- Select  $h = 40\text{cm.}$
- $d_{\text{req}} = 40 - 8 - 0.6 = 31.4 \text{ cm} > 21.2 \dots\dots\dots \text{O.K.}$

### Design of reinforcement:-

By using atir software we found that the moment envelope of this section is as the following figure, see figure (4-21).

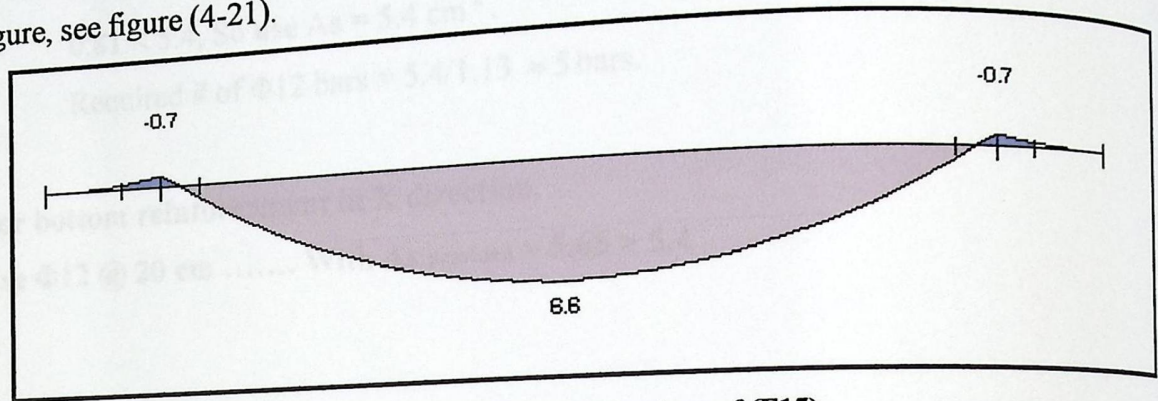


Fig (4-19) Moment envelope of (F15)

### Design of positive moment:-

Bottom reinforcement ( in X direction).

- $M_u = 0.7 \text{ Ton.m/ 1 meter strip, (At the face of support)}$ .

- $M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 0.7 / 0.9 = 0.78 \text{ ton.m}$ .

- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{0.78 \times 10^5}{100 \times 31.4^2} = 0.79 \text{ Kg/cm}^2$

- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 0.79}{4000}} \right) = 0.0002$ .

- $\rho_{\text{req}} = 0.0002$ .

- $A_{s \text{ req}} = 0.0002 * (100) * (31.4) = 0.62 \text{ cm}^2$ .

- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$

- $1.3 * A_s \text{ req} = 1.3 * 0.62 = 0.81 \leq A_{s \text{ min}}$ .
- $A_s \text{ used}$  must be  $> A_s \text{ required}$  for shrinkage & temperature reinforcement.
- $A_s \text{ shrinkage} = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2$ .
- $0.81 < 5.4$ , So use  $A_s = 5.4 \text{ cm}^2$ .
- Required # of  $\Phi 12$  bars =  $5.4 / 1.13 \approx 5$  bars.

For bottom reinforcement in X direction.

Use  $\Phi 12 @ 20 \text{ cm}$  ..... With  $A_s \text{ provided} = 5.65 > 5.4$

**Design of negative moment:-**

Top reinforcement ( in X direction).

- $M_u = 6.6 \text{ Ton.m} / 1 \text{ meter strip}$ , (At the face of support).
- $M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 6.6 / 0.9 = 7.33 \text{ Ton.m}$ .
- $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{7.33 \times 10^5}{100 * 31.4^2} = 7.43 \text{ Kg / cm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.61 * 7.43}{4000}} \right) = 0.002$ .
- $\rho \text{ req} = 0.002$ .
- $A_{s \text{ req}} = 0.002 * (100) * (31.4) = 6.3 \text{ cm}^2$ .
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 * f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$
- $A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{24'}}{4 * 400} * 100 * 31.4 \geq \frac{1.4 * 100 * 31.4}{400} \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 9.6 \geq 11.0$
- Select  $A_{s \text{ min}} = 9.6 \text{ cm}^2$ .
- $1.3 * A_s \text{ req} = 1.3 * 6.3 = 8.2 < A_{s \text{ min}}$ .

- Use  $A_s \text{ min} = 9.6 \text{ cm}^2$ .
- $A_s \text{ used}$  must be  $> A_s$  required for shrinkage & temperature reinforcement.
  - $A_s \text{ shrinkage} = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2$ .
  - $9.6 > 5.4$ , So use  $A_s = 9.6 \text{ cm}^2$ .
  - Required # of  $\Phi 12$  bars =  $9.6 / 1.13 \approx 9$  bars.

For top reinforcement in X direction.

Use  $\Phi 12 @ 15 \text{ cm}$  for ..... with  $A_s \text{ provided} = 10.17 > 9.6$

1- Design in Y- Direction:

Its design as X-direction.

Fig (4-70) stair plan

1- Determination of Slab thickness:

- Stairs =  $13^{\circ} 16.7' 30''$
- $L = 3.9 \text{ m}$ .
- $\theta = \tan^{-1}(16.7/30) = 29.1^{\circ}$   
Cos  $\theta = 0.874$
- $L_s = 3.9 / \cos 29.1 = 4.463 \text{ m}$ .
- $h \geq 4.463 / 20 = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$ .
- Use  $h = 20 \text{ cm}$  and limitation of deflection will considered.

#### 4-9 Stair Design:

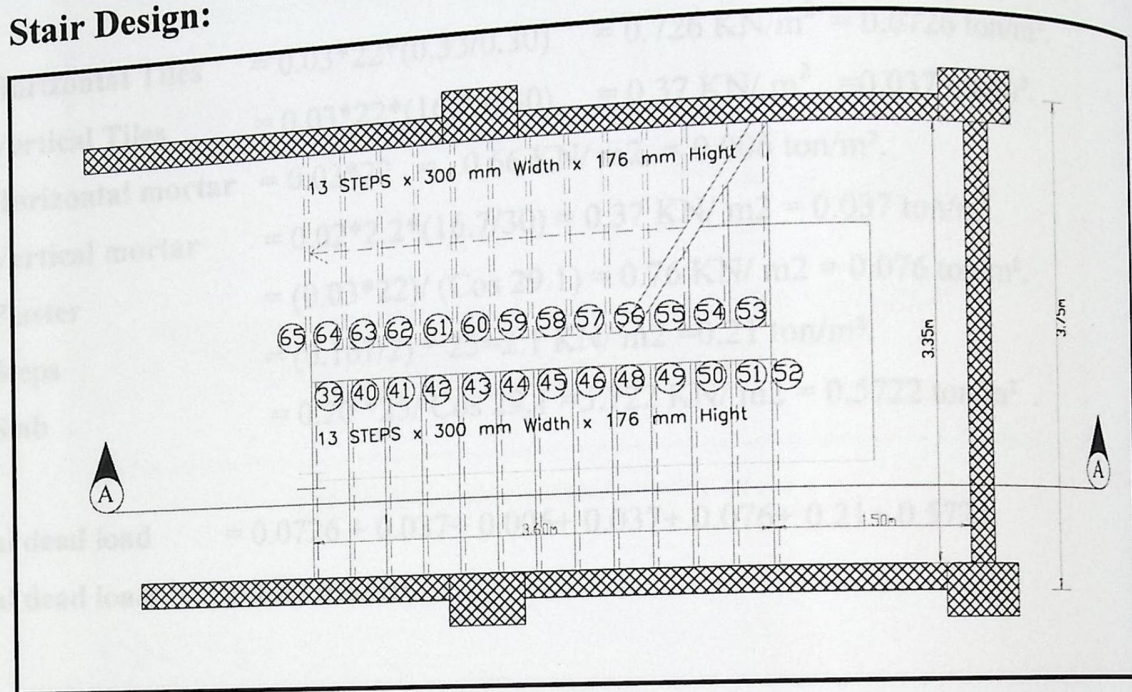


Fig (4-20) stair plan

#### 1- Determination of Slab thickness:

- Stairs =  $13 \times 16.7 \times 30$
- $L = 3.9 \text{ m.}$
- $\theta = \tan^{-1}(16.7 / 30) = 29.1^\circ.$   
 $\text{Cos } \theta = 0.874.$
- $L_s = 3.9 / \cos 29.1 = 4.463 \text{ m.}$
- $h \geq 4.463 / 20 = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm.}$
- Use  $h = 20 \text{ cm}$  and limitation of deflection will considered.

## 2- Load calculation:

- Horizontal Tiles =  $0.03 \times 22 \times (0.33/0.30) = 0.726 \text{ KN/m}^2 = 0.0726 \text{ ton/m}^2$ .
- Vertical Tiles =  $0.03 \times 22 \times (16.7/0.30) = 0.37 \text{ KN/m}^2 = 0.037 \text{ ton/m}^2$ .
- Horizontal mortar =  $0.03 \times 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2 = 0.006 \text{ ton/m}^2$ .
- Vertical mortar =  $0.02 \times 2.2 \times (16.7/30) = 0.37 \text{ KN/m}^2 = 0.037 \text{ ton/m}^2$ .
- Plaster =  $(0.03 \times 22) / (\text{Cos } 29.1) = 0.76 \text{ KN/m}^2 = 0.076 \text{ ton/m}^2$ .
- Steps =  $(0.167/2) \times 25 = 2.1 \text{ KN/m}^2 = 0.21 \text{ ton/m}^2$ .
- Slab =  $0.20 \times 25 / \text{Cos } 29.1 = 5.722 \text{ KN/m}^2 = 0.5722 \text{ ton/m}^2$ .

Total dead load =  $0.0726 + 0.037 + 0.006 + 0.037 + 0.076 + 0.21 + 0.5722$

Total dead load =  $1.07 \text{ ton/m}^2$ .

### Live load:

- Live load for stairs =  $500 \text{ Kg/m}^2 = 0.5 \text{ ton/m}^2$ .
- Ultimate live load =  $0.5 \text{ ton/m}^2$ .

### Factored load:-

▪  $W_u = 1.2 \times 1.07 + 1.6 \times 0.5 = 2.08 \text{ ton/m}$ .

Width of stair =  $1.55 \text{ m}$ .

$W_u = 2.08 \times 1.55 = 3.224 \text{ ton/m}$ .

The Following figure shows the shear and moment envelope on the stair.

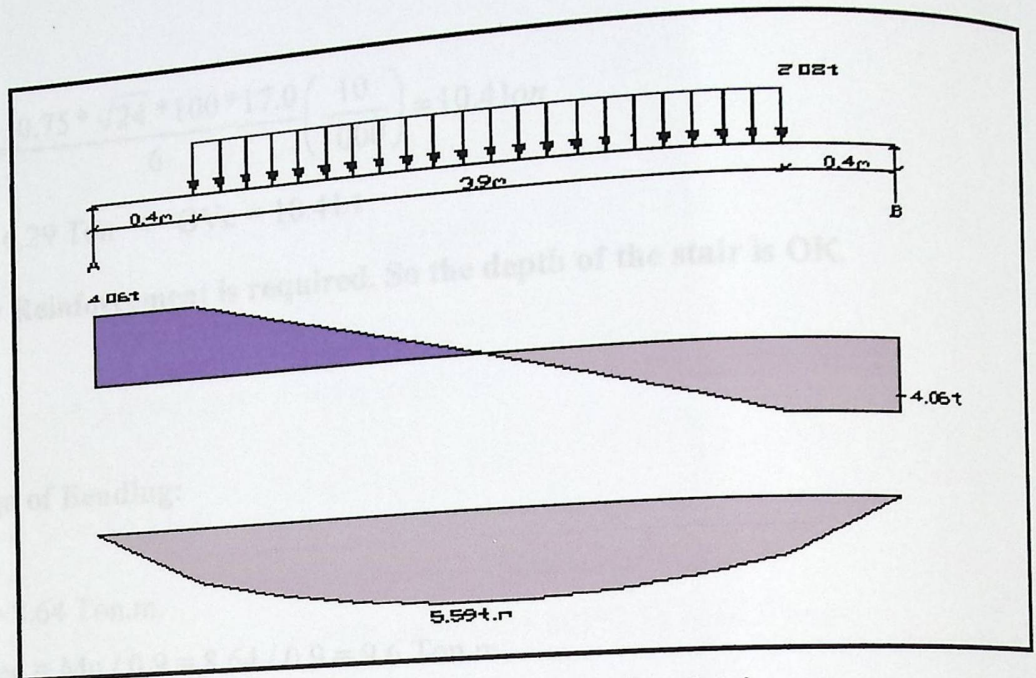


Fig (4-21) moment & shear envelop of stair

- $A = B = \frac{3.224 \times 3.9}{2} = 6.29 \text{ ton.}$

- $M_u = 6.29 \times 0.4 + 1.95 \times 6.29 \times 0.5$

$$M_u = 8.64 \text{ ton.m.}$$

- $h = 20 \text{ cm}$

- Assume  $\varnothing 12$  for main reinforcement:-

$$\text{So, } d = 20 - 2 - 0.6 = 17.4 \text{ cm.}$$

**Take  $d = 17 \text{ cm}$**

### 3- Design of shear:-

- $V_u = 6.29 \text{ Ton.}$

- $$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d}{6}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 100 * 17.0}{6} \left( \frac{10}{1000} \right) = 10.41 \text{ ton}$$

$$V_u = 6.29 \text{ Ton} < \phi V_c = 10.41 \text{ t}$$

No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

#### 4- Design of Bending:

$$M_u = 8.64 \text{ Ton.m.}$$

$$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 8.64 / 0.9 = 9.6 \text{ Ton.m.}$$

- Assume  $\phi$  12 for main reinforcement:-

$$\text{So, } d = 20 - 2 * 0.6 = 17.4 \text{ cm.}$$

Take  $d = 17 \text{ cm.}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (100)(17) \geq \frac{1.4}{400} (100)(17)$$

$$A_s \text{ min} = 5.2 \geq 5.95.$$

- $A_s \text{ min} = 5.95 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  **Control.**

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{9.6 * 10^5}{100 * 17^2} = 3.32 \text{ kg/cm}^2.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'}$$

$$m = \frac{4}{0.85 * 0.24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 3.32}{400}} \right) = 0.0091.$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.0091 * 100 * 17 = 15.5 \text{ cm}^2.$$

$A_{s \text{ req}} > A_{s \text{ min}}$ .

Use  $A_s = 15.5 \text{ cm}^2$ .

Use  $1\Phi 18 @ 15 \text{ cm}$  ..... with  $A_s = (100 / 20) * 2.54 = 16.93 \text{ cm}^2$ .

▪  $A_{s \text{ max}} > A_{s \text{ provided}} > A_{s \text{ min}}$ .....OK.

#### Secondary reinforcement:

$$A_s = \frac{1}{5} * A_{s \text{ req}} = \frac{1}{5} * 15.5 = 3.1$$

In the other direction provide shrinkage and temperature reinforcement:

$$A_s = \rho * b * h$$

$$= 0.0018 * (100) * (20)$$

$$= 3.6 \text{ cm}^2.$$

Use  $\Phi 10 @ 20 \text{ cm}$  ..... With  $A_s = (100 / 20) * 0.79 = 3.95 \text{ cm}^2$ .

### 5- Development length of the bars:-

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c}} * \alpha * \beta * \gamma * db$$

$$L_d = \frac{400}{2 * \sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 * 1.8 = 73.5 \text{ cm.}$$

### 6- Design of landing (#1):-

We Will Design it as one way solid slab.

#### 1- Load calculations:-

- DI of Tiles =  $0.03 * 2.2 = 0.066 \text{ ton/m}^2$ .
- DI of mortar =  $0.03 * 2.2 = 0.066 \text{ ton/m}^2$ .
- DI of slab =  $0.20 * 2.5 = 0.5 \text{ ton/m}^2$ .
- DI of plaster =  $0.03 * 2.2 = 0.066 \text{ ton/m}^2$ .

$$\text{Total dead load} = 0.066 + 0.066 + 0.5 + 0.066$$

$$\text{Total dead load} = 0.698 \text{ ton/m}^2.$$

- Width of landing = 1.5 m.
- Dead load =  $0.698 * 1.5 = 1.05 \text{ ton / m.}$

- Live load on the landing =  $500 \text{ Kg / m}^2$ .
- Live load on landing =  $0.5 * 1.5 = 0.75 \text{ ton / m.}$

- Reaction (factored) of the stair on the landing =  $6.29 \text{ Ton / m.}$

$$\begin{aligned} \text{Factored Total load / m.} &= \text{Factored (D.L)} + \text{Factored (L.L)} + \text{Reaction of the satire} \\ &= (1.2 * 1.05) + (1.6 * 0.75) + 6.29 = 1.26 + 1.2 + 6.29 = 8.75 \text{ ton / m.} \end{aligned}$$

## 2- Design of Bending:

L of landing = 3.35m.

- $V_u = 8.75 * 3.35 / 2 = 14.66$  ton.
- $M_u = 14.66 * (3.35/2) * 0.5 = 12.3$  ton.m.
- $M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 12.3 / 0.9 = 13.64$  ton.m.

- Assume  $\emptyset$  12 for main reinforcement:-

$$d = 20 - 2 - 0.6 = 17.4 \text{ cm.}$$

take  $d = 17.4$ cm.

- $R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$ .

$$R_n = \frac{13.64 * 10^5}{100 * 17^2} = 47.2 \text{ kg/cm}^2.$$

- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 4.72}{400}} \right) = 0.0136.$$

- $A_s \text{ req} = 0.0136 * 100 * 17 = 23.15 \text{ cm}^2$ .

- $A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots$  (ACI-10.5.1)

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)} (100)(17) \geq \frac{1.4}{400} (100)(17)$$

$$A_s \text{ min} = 5.2 \geq 5.95.$$

$$A_s \text{ min} = 5.95 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Control.}$$

- $A_s \text{ req} = (23.15) > A_s \text{ min} = (5.95)$ .

Use  $A_s = 23.15 \text{ cm}^2$ .

Use  $1\emptyset 18 @ 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$  with  $A_s = (100 / 10) * 2.54 = 25.4 \text{ cm}^2$ .

### Secondary reinforcement :

$$As = \frac{1}{5} * As_{req} = \frac{1}{5} * 23.15 = 4.63$$

In the other direction provide shrinkage and temperature reinforcement:-

$$As = \rho * b * h$$
$$= 0.0018 * (100) * (20)$$
$$= 3.6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } As = 4.63 \text{ cm}^2.$$

Use 1Φ10 @ 15 cm<sup>2</sup>..... with As provided = 5.27 cm<sup>2</sup> > 4.63 cm<sup>2</sup> .

### 3- Design of shear : -

$$Vu = 3.42 \text{ Ton.}$$

$$\phi Vc = \frac{\phi \sqrt{f_c} * b_w * d}{6}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 100 * 17 \left( \frac{10}{1000} \right)}{6} = 10.41 \text{ ton}$$

#### Category (3) :

$$\phi Vc < Vu < (\phi Vc + \min \phi Vs)$$

$$S = \frac{3 * Av * fy}{bw} = \frac{3 * 0.79 \text{ (3stirrups)} * 100}{bw}$$

$$Vu = 3.42 \text{ Ton} < 0.5 * \phi Vc = 0.5 * 10.41 = 5.205 \text{ t}$$

According to category (1)

$$Vu \leq (0.5 \phi Vc)$$

No shear Reinforcement is required , So the depth of the Landing is OK..

## 4-10 Retaining Wall Design

- $\Phi : 25^\circ$ .
- $\gamma$  soil :  $17 \text{ KN/m}^3$ .

### 1- Depth of the footing:

- $h_p = (0.1 - 0.12) H$ .
- $H = 2.9 + 1.0 = 3.9 \text{ m}$ .
- $h_p = 0.1 \times 3.9 = 0.39 \text{ m}$ .
- Take  $h_p = 0.4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$ .

### 2- thickness of the wall:

- Unloading pressure ( passive earth pressure will be neglected).
- $e_{ap} = k_a \cdot p$ .
- Where  $k_a$  ( from table ( ) for  $\Phi = 25^\circ$  ) = 0.41.
- $e_{ap} = 0.41 \times 5 = 2.05 \text{ KN/m}^2$  .
- $e_a = k_a \cdot \gamma \cdot h$  . =  $0.41 \times 17 \times 3.0 = 20.91 \text{ KN/m}^2$  .

### for a 1m strip

- $E_{ap} = e_{ap} \cdot h = 2.05 \times 3.0 = 6.15 \text{ KN}$ .
- $E_a = 0.5 \cdot e_a \cdot h = 0.4 \times 20.91 \times 3.0 = 31.37 \text{ KN}$ .

### Internal forces:

- $M_u = 6.15 \left( \frac{3.0}{2} \right) + 31.65 \left( \frac{3.0}{3} \right) = 40.59 \text{ KN.m}$ .

- Factored  $M_u = 1.6 (40.59) = 64.94 \text{ KN.m.}$

- Assume  $\rho = 0.35 \rho_b = 0.0085.$

$$m = 19.61$$

$$R_n = 3.26 \text{ Kg/cm}^2.$$

- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = R_n \cdot b \cdot d^2$

$$\frac{64.94 \times 10^{-3}}{0.9} = 3.26 \times 1 \times d^2$$

$$d = 0.149 \text{ m.}$$

- $h_{\text{req}} = d + \text{cover} + db/2$   
 $= 14.9 + 5 + 16/2 = 20.7 \text{ cm.}$

Take  $h = 30 \text{ cm.}$

**thickness of the wall:**

- Design against overturning affects the length of foundation

Design against overturning affects the length of foundation

- $E_{ap} = e_{ap} \cdot H = 0.41 \times 5 \times 3.9 = 8.0 \text{ KN.}$

- $E_a = e_a (H/2) = 0.41 \times 17 \times 3.9 \times 3.9 / 2 = 53.0 \text{ KN.}$

- $W_w = 0.3 \times 3.0 \times 1 \times 24 = 21.6 \text{ KN.}$  وزن الحائط

- $W_f = 0.4 \times L \times 24 = 12 L.$  وزن القاعدة

- $W_{e1} = \gamma \cdot h (2/3 L - 0.3) = 17 \times 3.0 \times (2/3 L - 0.3) = 34 L - 15.31 .$

- $W_{e2} = \gamma \cdot h^* (L/3) = 17 \times 0.4 \times (L/3) = 2.83 L.$

- $E_p = k_p \cdot \gamma \cdot H^* (H^*/2)$

- $k_p$  for  $(\Phi = 25^\circ) \rightarrow 2.46$

$$E_p = 2.46 \times 17 \times 1 \times (1/2) = 20.91 \text{ KN. (passive force)}$$

3-Over turning moment  $M_o$  about point ( a ) :

$$\mu Mu = 8.0 \left( \frac{3.9}{2} \right) + 53.0 \left( \frac{3.9}{3} \right) = 84.5 \text{ KN.m.}$$

Standing moment  $M_s$  about point ( a ) :

$$M_s = W_w \left( \frac{1}{3}L + 0.15 \right) + W_f \left( \frac{1}{2}L \right) + E_p \left( \frac{H}{3} \right) + W_{e_1} \left( \frac{1}{3}L + 0.3 + \frac{1}{2} \left[ \frac{2}{3}L - 0.3 \right] \right) + W_{e_2} \left( \frac{1}{2} \left[ \frac{1}{3}L \right] \right)$$

$$M_s = 30.6L^2 + 2.05L + 6.89$$

$$\text{To satisfy over turning} \rightarrow \frac{M_s}{M_o} = \eta \geq 2.$$

$$\text{Take} \Rightarrow \frac{M_s}{M_o} = 2.$$

By solving the previous equation  $\rightarrow L = 2.16 \text{ m} \Rightarrow \text{Take } L = 2.2 \text{ m}$   
Overturning is satisfied.

4- Design against overturning affects the length of foundation

$$v = \frac{F_R}{F_A} \geq 1.5$$

$$F_R = F_F + E_p$$

$$\text{Where: } F_F = (W_E + W_W + W_F) \tan \Phi$$

- $W_E = W_{E1} + W_{E2}$
- $W_E = 17(3.0)\left(\frac{2}{3}(2.4) - 0.3\right) + 17(0.4)\left(\frac{2.4}{3}\right) = 71.74 \text{ KN.}$
- $F_F = (71.74 + 21.6 + 0.4 \times 2.4 \times 24) \tan 25 = 54.3 \text{ KN.}$
- $F_R = 54.3 + 20.91 = 75.21 \text{ KN.}$
- $F_A = E_{ap} + E_a = 8.0 + 53.0 = 61 \text{ KN.}$
- $v = \frac{75.21}{61} = 1.23 < 1.5.$

**Sliding not satisfied**

- take  $L = 3\text{m.}$
- $W_E = 17(3.0)\left(\frac{2}{3}(3) - 0.3\right) + 17(0.4)\left(\frac{3}{3}\right) = 93.5 \text{ KN.}$
- $F_F = (93.5 + 21.6 + 0.4 \times 3 \times 24) \tan 25 = 87.11 \text{ KN.}$
- $F_R = 87.1 + 20.91 = 108.01 \text{ KN.}$
- $v = \frac{108.01}{66.17} = 1.63 \geq 1.5$

### 5- Design against Bearing Capacity:

- $V = W_w + W_{E1} + W_{E2}$

Where:

$$W_E = 17(3.0)(1.7) = 86.7 \text{ KN.}$$

$$W_E = 16(0.4)(1) = 6.8 \text{ KN.}$$

- $H = -E_p + E_{ap} + E_a$
- $= -20.91 + 6.8 + 53 = 38.89 \text{ KN.}$

- $Mr = \Sigma M @ \text{base mid point:}$

$$Mr = Ea\left(\frac{3.9}{2}\right) + Eap\left(\frac{3.9}{3}\right) - Ep\left(\frac{1}{3}\right) + Ww(0.45) + We_2\left(\frac{1}{2} + 0.5\right) - We_1\left(1.5 - \frac{1.7}{2}\right)$$

- $Mr = 56.5 \text{ KN.m}$

- $e = \frac{M}{V} = \frac{56.5}{115.1} = 0.49 \text{ m.}$

- $e \leq \frac{b}{6} = \frac{3}{6} = 0.5 \text{ m.}$

- $\sigma_B = \frac{2V}{3.C.by}$

Where  $C = b/2 - e = 3/2 - 0.49 = 1.01 \text{ m.}$

$$\sigma_B = \frac{2 \times 115.1}{3 \times 1.01 \times 1} = 75.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{all} = 450 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_B \leq \sigma_{all}$$

## 6-Design of footing:

- Resultant of vertical force:

$$\begin{aligned} V &= 1.2(Ww + Wf) + 1.6(We_1 + We_2) \\ &= 1.2(21.6 + 36) + 1.6(86.7 + 6.8) = 218.72 \text{ KN.} \end{aligned}$$

- Resultant of Horizontal force:

$$Hu = 1.6(43.47) = 69.55 \text{ KN.}$$

- Resultant factored moment:

$$Mr = \Sigma M @ \text{base mid point:}$$

$$Mr = 53\left(\frac{3.9}{2}\right)(1.6) + 8.0\left(\frac{3.9}{3}\right)(1.6) - 20.91\left(\frac{1}{3}\right)(1.6) + 21.6(0.45)(1.6) + 8(1)(1.6) - 86.7\left(1.5 - \frac{1.7}{2}\right)(1.6) = 60.14 \text{ KN.m}$$

- Calculation of Bearing Pressure:

$$ex = \frac{Mu}{Vu} = \frac{60.14}{218.72} = 0.274 \text{ m.}$$

$$ex \leq \frac{bx}{6} = \frac{3}{6} = 0.5 \text{ m.}$$

$$\sigma_{b1} = \frac{Vu}{b.by} \left(1 - 6 \frac{ex}{bx}\right)$$

$$\sigma_{b1} = \frac{218.72}{3(1)} \left(1 - 6 \frac{0.274}{3}\right) = 37.3 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{b2} = \frac{Vu}{b.by} \left(1 + 6 \frac{ex}{bx}\right)$$

$$\sigma_{b2} = \frac{218.72}{3(1)} \left(1 + 6 \frac{0.274}{3}\right) = 108.5 \text{ KN/m}^2.$$

- $Mu = 84.95 (1) (1/2) + (108.5 - 84.95) (1) (2/3) (1) - 8 (1/2) = 55.2 \text{ KN.m.}$

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow d = 40 - 5 - 1 = 34 \text{ cm.}$$

$$m = 19.61$$

- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5.52 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 34^2} = 5.3 (\text{Kg/cm}^2)$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.61} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.61 \times 5.3}{4000}}\right) = 0.0012 .$$

$$\text{As required} = 0.0012 \times 100 \times 34 = 4.3 \text{ cm}^2.$$

$$\blacksquare A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(bw)(d) \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$\frac{\sqrt{24}}{4(400)}(100)(34) \geq \frac{1.4}{400}(100)(34)$$

$$9.9 \geq 11.3$$

$$A_s \text{ min} = 9.9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Control.}$$

$$\blacksquare (1/3)A_s \text{ (req)} = 1.3 \times 4.3 = 5.59 < A_s \text{ min}$$

Use minimum steel reinforcement for vertical bars

Use 5  $\Phi$  18 mm for a 1m strip  $\rightarrow \Phi$  18 mm @ 20cm.

$$A_s \text{ provided} = 12.72 \text{ cm}^2.$$

### Secondary Reinforcement

$$A_s \text{ (shrinkage)} = 0.0018 \times 100 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_s \text{ (shrinkage)} > (1/3) A_s \text{ (req)} \dots \text{ok.}$$

Use 5  $\Phi$  12 mm for a 1m strip  $\rightarrow \Phi$  12 mm @ 20cm.

$$A_s \text{ provided} = 5.65 \text{ cm}^2.$$

### 7- Design of wall :

$$\blacksquare Mu = e_{ap} \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2}\right) + \frac{1}{2} e_a \cdot h \cdot \left(\frac{h}{3}\right)$$

$$Mu = 2.05(3.0) \left(\frac{3.0}{2}\right) + \frac{1}{2} (24.21)(3.0) \left(\frac{3.0}{3}\right) = 46.2 \text{ KN.m.}$$

Factored Mu = 1.6 (46.2) = 73.9 KN.m.

▪  $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{73.9 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 20.7^2} = 19.2 (Kg / cm^2)$

▪  $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$

▪  $\rho = \frac{1}{19.61} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.61 \times 19.2}{4000}} \right) = 0.00479$

As required = 0.00475 x 100 x 20.7 = 9.97 cm<sup>2</sup>.

▪  $A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI-10.5.1)$

$\frac{\sqrt{24}}{4(400)} (100)(20.7) \geq \frac{1.4}{400} (100)(20.7)$

6.03 ≥ 6.9.

Table (4.4): retaining Wall Reinforcement

$A_s \text{ min} = 6.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Control.}$

As (req) > A<sub>s</sub> min

Use 5 Φ 18 mm for a 1m strip → Φ 18 mm @ 20cm.

As provided = 12.72 cm<sup>2</sup>.

**Secondary Reinforcement**

▪ As = 0.2 As (req) = 0.2 x 12.72 = 2.544 cm<sup>2</sup>/m.

▪ As (shrinkage) = 0.0018 x 100 x 30 = 5.4 cm<sup>2</sup>/m.

▪ As (shrinkage) > (0.2)As(req)... ok

Use 5 Φ 12 mm for a 1m strip → Φ 12 mm @ 20cm.

As provided = 5.65 cm<sup>2</sup>.

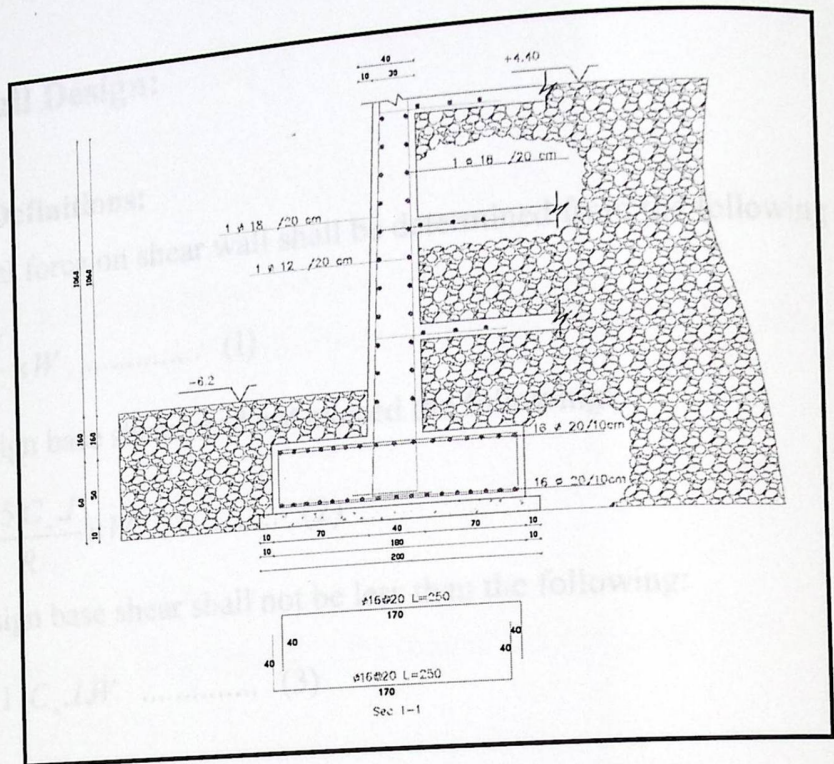


Fig (4-22) retaining wall (w1) detail

Table (4.4): retaining Wall Reinforcement

Wall NO	Width (cm)	Vertical reinforcement	Horizontal reinforcement	Base reinforcement
W1	30	1Φ18 @ 20 cm	1Φ12 @ 20 cm	1Φ20 @ 10 cm
W2	30	1Φ18 @ 25 cm	1Φ12 @ 20 cm	1Φ20 @ 10 cm
W3	40	1Φ18 @ 20 cm	1Φ12 @ 20 cm	1Φ16 @ 12 cm
W4	40	1Φ20 @ 15 cm	1Φ14 @ 20 cm	1Φ20 @ 12 cm
W5	30	1Φ18 @ 20 cm	1Φ14 @ 20 cm	1Φ20 @ 10 cm

## 4-11 Shear Wall Design:

### 4-11-1 General Definitions:

- The horizontal force on shear wall shall be determined from the following formula:

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \times W \quad \dots\dots\dots (1)$$

- The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5 \cdot C_a \cdot I}{R} \times W \quad \dots\dots\dots (2)$$

- The total design base shear shall not be less than the following:

$$V = 0.11 C_a \cdot I \cdot W \quad \dots\dots\dots (3)$$

Where:

- V=The design base shear.
- W= Total seismic dead weight of the building, including the weight of all permanent structural and nonstructural components ,such as walls, floors, roofs, and fixed service equipment. In storage, a minimum of 25% of the floor live load must be included.
- $R_w$  =Numerical coefficient depends on the structural system. Values of  $R_w$  for concrete structure range from 4 to 12 .Take  $R_w=5.5$ .
- Z=Seismic zone factor=0.3 for zone 3
- I=Importance coefficients=1.0 depending upon occupancy category.
- $C_a$  = seismic coefficient = 0.30, as set forth in Table 16-Q (U.B.C).
- $C_t$  = numerical coefficient = 0.02, given in Section 1630.2.2. (U.B.C).
- $C_v$  = seismic coefficient = 0.30, as set forth in Table 16-R. (U.B.C).

- The period  $T$  calculated according to:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Where:

- $h_n$  = Height of the structure above the base level.
- The total design base shear  $V$  is distributed over the height of the structure according to equation:

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

Where:

- $F_t$  = The concentrated force applied at the top of the structure.

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$$

- The remaining portion of the base shear is distributed over the height of the structure including the top level  $n$ , according to the expression:

$$F_x = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^n w_i h_i$$

Where

- $w_x, w_i$  = Portion of  $W$  at  $x, i$  level.

- $h_x, h_i$  = Height to  $x, i$  level.

- The design shear at any story,  $V_x$ , equals the sum of the forces,  $F_t$  and  $F_x$  above that story.

- Horizontal shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Where:

$$V_s = V_n - V_c$$

$$S \leq \left( \frac{L_w}{5} \right)$$

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18'' = 500mm$$

**Note: S minimum value controls**

- $\rho h(\min) = 0.0025$  .....

ACI 11.10.9.2

- Vertical shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S \leq \left( \frac{Lw}{3} \right)$$

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18'' = 500mm$$

- Note: S minimum value controls

- $\rho^n$  of vertical shear reinforcement shall not be less than:

$$\rho n(\min) = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho h - 0.0025)$$

$$\rho h(\min) = 0.0025$$

ACI 11.10.9.4

#### 4-11-2 Calculation Of Loads:

$$W_{for\ floor(1-4)} = Dl * Area + Ll * Area * 0.25$$

$$W_{for\ floor(1-4)} = \left[ \frac{0.56}{0.55} * 1715.74 \right] + [0.5 * 1715.74 * 0.25]$$

$$W_{for\ floor(1-4)} = 1961.4\ ton.$$

$$W_{for\ floors\ (4-8)} = \left[ \frac{0.58}{0.55} * 1715.74 \right] + [0.5 * 1715.74 * 0.25]$$

$$W_{\text{for floors (4-8)}} = 1816.37 \text{ ton.}$$

$$W_{\text{for all floor}} = 15111.08 \text{ ton.}$$

$$W_{\text{of column}} = \text{No. of column} * h * A_g * \gamma_c$$

$$W_{\text{of column}} = 77 * 31.7 * (0.4 * 0.7 * 2.5)$$

$$W_{\text{of column}} = 1435.25 \text{ ton.}$$

$$W_{\text{total}} = 15111.08 + 1435.25 = 16546.33 \text{ ton.}$$

$$W_{\text{ult.}} = 1.4 * 16546.33 = 23164.9 \text{ ton.}$$

#### 4-11-3 Calculation Of Shear Force On Shear Walls :

- W = 23164.9 ton.

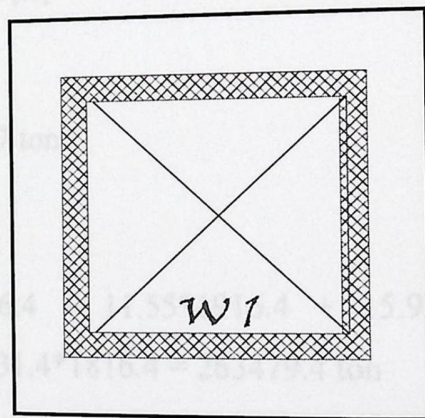


Fig (4-23) main stair shear wall

$$T = C_i (h_n)^{3/4}$$

- $T = 0.02(31.7)^{3/4} = 0.27 \text{ sec}$

- The horizontal force on shear wall shall be determined from the following formula:

$$V = \frac{C_v \cdot I}{RT} \times W \dots \dots \dots (1)$$

$$V = \frac{0.3 * 1 * 23164.9}{5.5 * 0.27} = 4679.8 \text{ ton}$$

- The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5.C_a.I}{R} \times W \dots\dots\dots (2)$$

$$V = \frac{2.5 * 0.3 * 1 * 231649}{5.5} = 31589 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{contro.}$$

- The total design base shear shall not be less than the following:

$$V = 0.11 C_a . I . W \dots\dots\dots (3)$$

$$V = 0.11 * 0.3 * 1 * 23164.9 = 764.4 \text{ ton}$$

- $F_x = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^n w_i h_i$

$$F_t = 0.07TV.$$

$$F_t = 0.07 * 0.27 * 3158.9 = 59.7 \text{ ton.}$$

- $\sum_{i=1}^n w_i h_i =$

$$= 3.6 * 1961.4 + 7.15 * 1916.4 + 11.55 * 1916.4 + 15.95 * 1916.4 + 20.3 * 1816.4 + 24.7 * 1816.4 + 28.35 * 1816.4 + 31.4 * 1816.4 = 263479.4 \text{ ton}$$

$$F_{x1} = [(3158.9 - 59.7) * 3.6 * 1916.4] / 263479.4 = 81.15 \text{ ton. Shear force at ground floor.}$$

$$F_{x2} = [(3158.9 - 59.7) * 7.15 * 1916.4] / 263479.4 = 161.17 \text{ ton. Shear force at first floor.}$$

$$F_{x3} = [(3158.9 - 59.7) * 11.55 * 1916.4] / 263479.4 = 260.4 \text{ ton. Shear force at second floor.}$$

$$F_{x4} = [(3158.9 - 59.7) * 15.95 * 1916.4] / 263479.4 = 359.6 \text{ ton. Shear force at third floor.}$$

$$F_{x5} = [(3158.9 - 59.7) * 20.3 * 1916.4] / 263479.4 = 457.6 \text{ ton. Shear force at fourth floor.}$$

$$F_{x6} = [(3158.9 - 59.7) * 24.7 * 1916.4] / 263479.4 = 556.8 \text{ ton. Shear force at fifth floor.}$$

$$F_{x7} = [(3158.9 - 59.7) * 28.35 * 1916.4] / 263479.4 = 639.1 \text{ ton. Shear force at sixth floor.}$$

$F_{x8} = [(3158.9 - 59.7) * 31.35 * 1916.4] / 263479.4 = 706.7$  ton. Shear force at seventh floor.

▪ Total force at the top of seventh story =  $F_{x8} = 706.7 \text{ ton} + 59.7 \text{ ton} = 766.4 \text{ ton}$ .

### Ratio calculation for each wall:

By using staad pro software we find that this wall carry the maximum shear force so we design all walls by this value.

Every Wall in each floor carry about 11% of shear force that building face so the following shows the wall force value for design in each floor.

$$\% F_x = 0.11 * 81.15 = 8.9 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 161.17 = 17.4 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 260.4 = 28.6 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 359.6 = 39.56 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 457.6 = 50.3 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 556.8 = 61.25 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 639.1 = 70.3 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 766.4 = 84.3 \text{ ton}$$

1-Shear wall (A) design:

Horizontal reinforcement:

- $f_c = 24 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- $t_w = 30 \text{ cm}$ . Shear wall thickness
- $L_w = 1.65 \text{ m}$ . shear wall width
- $H_w = 24.7 \text{ m}$ . Story height
- $V_u = 2060.1 \text{ kN}$
- $V_u = 2060.1 * 0.75 = 1545.1 \text{ kN}$
- $d = 0.8 * L_w = 0.8 * 1.65 = 1.32 \text{ m}$

$F_{x8} = [(3158.9 - 59.7) * 31.35 * 1916.4] / 263479.4 = 706.7 \text{ ton}$ . Shear force at seventh floor.

▪ Total force at the top of seventh story =  $F_{x8} = 706.7 \text{ ton} + 59.7 \text{ ton} = 766.4 \text{ ton}$ .

### Ratio calculation for each wall:

By using staad pro software we find that this wall carry the maximum shear force so we design all walls by this value.

Every Wall in each floor carry about 11% of shear force that building face so the following shows the wall force value for design in each floor.

$$\% F_x = 0.11 * 81.15 = 8.9 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 161.17 = 17.4 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 260.4 = 28.6 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 359.6 = 39.56 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 457.6 = 50.3 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 556.8 = 61.25 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 639.1 = 70.3 \text{ ton}$$

$$\% F_x = 0.11 * 766.4 = 84.3 \text{ ton}$$

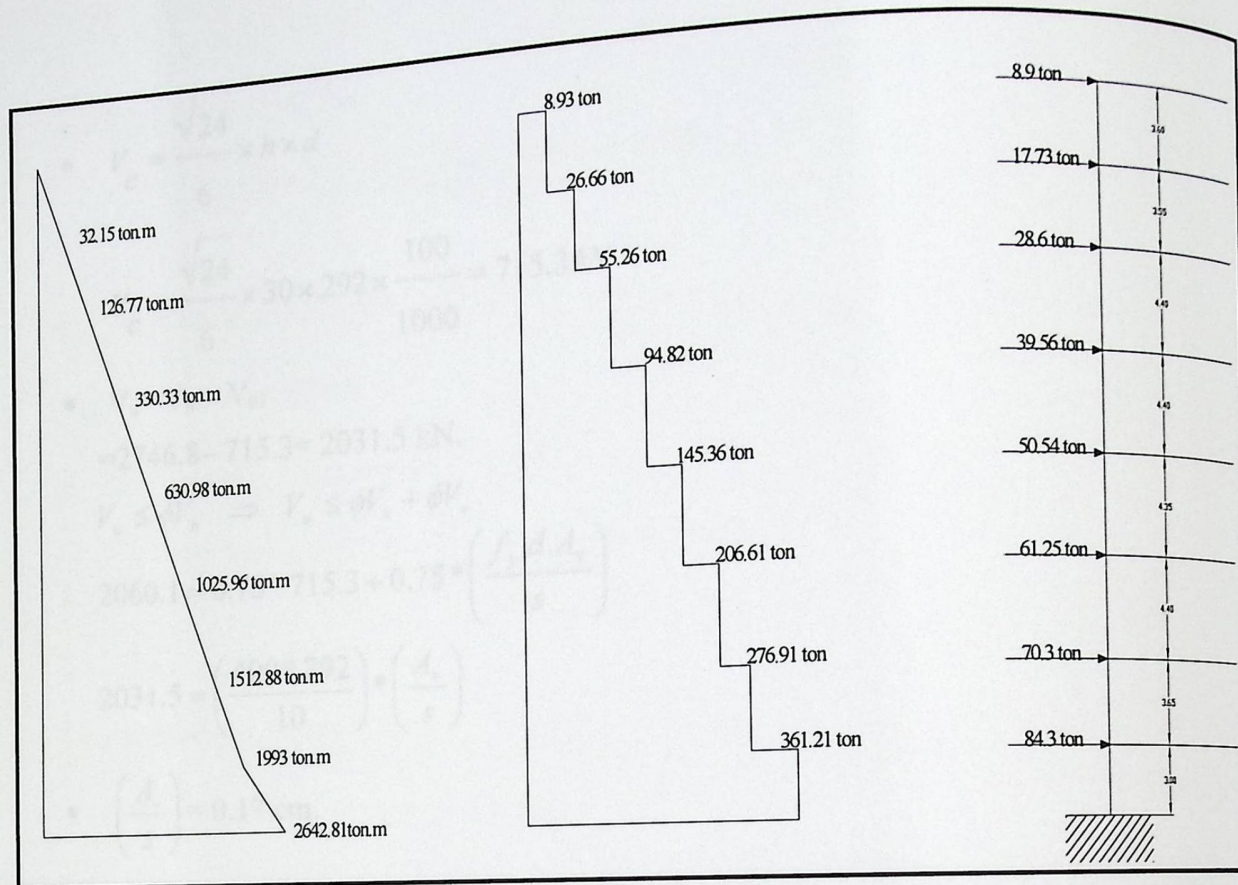


Fig (4-24) moment and shear diagram

#### 4-11-4 Main stairs shears wall design :

##### 1-Shear wall (A) design:

##### Horizontal reinforcement:

- $f_c' = 24 \text{ MPa}$
- $F_y = 400 \text{ MPa}$ .  $f_y$
- $h = 30 \text{ cm}$ . Shear wall thickness.
- $L_w = 3.65 \text{ m}$ . shear wall width
- $h_w = 24.7 \text{ m}$ . Story height.
- $V_u = 2060.1 \text{ kN}$ .
- $V_n = 2060.1 / 0.75 = 2746.8 \text{ KN}$
- $d = 0.8 * L_w = 0.8 * 3.65 = 2.92 \text{ m}$

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} \times h \times d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 30 \times 292 \times \frac{100}{1000} = 715.3 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_{cl} \\ = 2746.8 - 715.3 = 2031.5 \text{ kN.}$$

$$V_u \leq \phi V_n \Rightarrow V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

$$2060.1 = 0.75 * 715.3 + 0.75 * \left( \frac{f_y \cdot d \cdot A_v}{s} \right)$$

$$2031.5 = \left( \frac{400 * 292}{10} \right) * \left( \frac{A_v}{s} \right)$$

$$\left( \frac{A_v}{s} \right) = 0.17 \text{ cm.}$$

$$\left( \frac{A_v}{s} \right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 30 \text{ cm} = 0.075 \text{ cm}$$

Then,

$$\left( \frac{A_v}{s} \right) = 0.17 \text{ cm} > \left( \frac{A_v}{s} \right)_{\min} = 0.075 \text{ cm}$$

$$S_{\min} = Lw/5 = 3.65 \text{ m} / 5 = 73 \text{ cm.}$$

$$S_{\min} = 3 * h = 3 * 30 \text{ cm} = 90 \text{ cm.}$$

$$S_{\min} = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ controls.}$$

So try 2  $\Phi 12$  @ 15 cm for horizontal reinforcement in two layers

$$\left( \frac{A_v}{s} \right) = \left( \frac{2 * 1.54}{15} \right) = 0.20 \text{ cm} > 0.17 \text{ cm}$$

**Vertical reinforcement:**

- $A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{vh}}{S_2 * h} - 0.0025)] S_1 * h$
- $S_1 = 3.65m / 3 = 122 \text{ cm}$
- $S_1 = 3 * 0.3 \text{ m} = 90 \text{ cm.}$
- $S_1 = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{controls}$
- $A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{24.7}{3.65})(\frac{2.26}{15 * 30} - 0.0025)] S_1 * h$
- $A_{vn} = - 0.0029 S_1 h.$

So provide ( $A_{vn}$ ) min

- $(A_{vn}) \text{ min} = 0.0025 * 30 * 50 = 3.75 \text{ cm}^2$

Use 2  $\Phi 10$  @ 30 cm

**2- Design of moment:**

- $As = (LW / S_1) * 2 * 113$
- $As = (3.65m / 0.3m) * 2 * 113 = 0.00275 \text{ m}^2.$

- $$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \beta_1 * f_{c'} * Lw * h}{As * fy}} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 \text{ N/mm}^2 * 3.65 \text{ m} * 0.3 \text{ m}}{0.00275 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2}} = 0.051.$$

- $Mu = \Phi (0.5 * As * fy * Lw (1 - \frac{Z}{Lw}))$
- $Mu = 0.9 * 0.5 * 0.00275 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2 * 3.65 \text{ m} (1 - 0.051) = 1715.0 \text{ kN.m.}$
- $Mu = 15128.8 - 1715 = 13413.8 \text{ kN.m.}$

$$\blacksquare A_{st} = \frac{Mu / \Phi}{f_y(L_w - C_w)} = \frac{13413.8 / 0.9}{400 \text{ N/mm}^2 (3.65 \text{ m} - 0.3 \text{ m})} = 11.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 11.12 + 2.26 = 13.38 \text{ cm}^2$$

Use 5  $\Phi$  20 for each edge.

التكليف والتوصيات

التكليف 1.5  
التوصيات 2.5

## الفصل الخامس

5

### النتائج والتوصيات

---

- 1.5 النتائج.
- 2.5 التوصيات.

## الفصل الخامس النتائج و التوصيات

تبرز أهمية تصميم المشاريع الهندسية في كيفية تصميم وتحليل العناصر الإنشائية وربط عمل كل جزء و  
مادة على الآخر للوصول لفهم أفضل للعلاقة بين هذه العناصر و التي في مجملها تشكل مقدره المنشأ على النهوض  
من مقاييس السلامة و الأمان مع تلبية كافة الاحتياجات و الخدمات التي توفر الراحة للإنسان.

و من هنا جاءت الفكرة في عمل التصميم الإنشائي لمجمع تجاري في مدينة الخليل لربط الواقع النظري بالواقع  
العملي وإنجاز عمل متكامل. و من خلال هذه التجربة تم التوصل إلى بعض الاستنتاجات و التوصيات لربما تعود بالنفع و  
فائدة لمن يرغب في اختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

### النتائج:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع و تعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل و  
التصاميم.

في البداية، يجب على الذين يرغبون في عمل مشروع إنشائي التنسيق مع المشرف لاختيار المنشأ المناسب المراد  
بنيته وذلك لما له خبرة و دراية واسعة بالمشاريع المتوفرة في سوق العمل.

و من خلال تحديد طبيعة المنشأ يتم تنسيق و تجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم تحديد مواد البناء و  
الإنشائي للمبنى. مع الأخذ بعين الاعتبار أهمية دراسة العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى، من حيث تأثير قوى الرياح  
الزلزل و لا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع و تربته و قوة تحملها و ذلك من خلال تقرير  
خاص بتلك المنطقة بعد ذلك يتم تحديد مواقع الأعمدة و الجدران الحاملة بالتنسيق مع المهندس المعماري المصمم.

أعمال المشروع بما يلي:

الأحمال الميتة و الحية التي يتعرض لها المبنى.  
التصاميم الإنشائية حسب وظيفة كل عنصر إنشائي و اعتماده على الآخر و ذلك من خلال تصميم العناصر  
من عدادات و أعصاب و جسور و أدراج.

العناصر العمودية من أعمدة و جدران حاملة و جدران القص التي تقاوم أحمال الزلازل و توزع بانتظام في  
و تتركز عند الأدراج و المصاعد الكهربائية.

استخدام الجدران الاستنادية في المشروع في التسويتين نظرا لوجودهما تحت منسوب الأرض الطبيعية.  
تصميم الأساسات بناء على الأحمال الواقعة عليها سواء كانت من الأعمدة أو الجدران و قد تم استخدام عدة أنواع  
الأساسات في المبنى فقد تم استخدام الأساس المستمر أسفل الجدران الاستنادية و أساسات منفردة أسفل الأعمدة  
ضافة إلى الحصيصة.

توصيات:

القيام بعملية التصميم لهذا المنشأ توصلنا إلى بعض الأمور التي يجب على كل خريج أخذها بعين الاعتبار أثناء  
المشروع:

الهندسة المدنية عبارة عن بحر واسع من العلم و المعرفة و فيه فروع كثيرة ، فمن خلال المساقات المطروحة لهذا  
صص يجب على كل طالب أن يحدد اتجاهه و ميوله لاختيار الفرع المناسب لمشروعه.

كل طالب و مصمم إنشائي أن يكون على قدرات على التصميم بشكل يدوي بالإضافة إلى معرفة البرامج التصميمية  
لكل الخبرة و المعرفة و القدرة على المقارنة بينهما.

أخذ العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى و طبيعة الموقع تأثير القوى الطبيعية المحيطة بعين الاعتبار نظرا  
بها وفق المكان و الزمان.

استخدام نظام (One-way ribbed slab) في جميع الطوابق نظرا لطبيعة المنشأ. كما تم استخدام (Solid slab)  
ت الدرج و المصاعد لأنها أكثر فاعلية من عدادات الأعصاب في تحمل الأحمال المركزة، كما تم استخدام جسور من  
(T-section beams) نظرا للأحمال الكبيرة في الطوابق.

و تتلخص أعمال المشروع بما يلي:

1. حساب الأحمال الميتة و الحية التي يتعرض لها المبنى.
2. عمل التصاميم الإنشائية حسب وظيفة كل عنصر إنشائي و اعتماده على الآخر و ذلك من خلال تصميم العناصر الأفقية من عقدات و أعصاب و جسور و أدراج.
3. تصميم العناصر العمودية من أعمدة و جدران حاملة و جدران القص التي تقاوم أحمال الزلازل و توزع بانتظام في المبنى و تتركز عند الأدراج و المصاعد الكهربائية.
4. تم استخدام الجدران الاستنادية في المشروع في التسويتين نظرا لوجودهما تحت منسوب الأرض الطبيعية.
5. تم تصميم الأساسات بناء على الأحمال الواقعة عليها سواء كانت من الأعمدة أو الجدران و قد تم استخدام عدة أنواع من الأساسات في المبنى فقد تم استخدام الأساس المستمر أسفل الجدران الاستنادية و أساسات مفردة أسفل الأعمدة بالإضافة إلى الحصيرة.

## 2-5 التوصيات:

أثناء القيام بعملية التصميم لهذا المنشأ توصلنا إلى بعض الأمور التي يجب على كل خريج أخذها بعين الاعتبار أثناء اختيار المشروع:

1. إن الهندسة المدنية عبارة عن بحر واسع من العلم و المعرفة و فيه فروع كثيرة ، فمن خلال المساقات المطروحة لهذا التخصص يجب على كل طالب أن يحدد اتجاهه و ميوله لاختيار الفرع المناسب لمشروعه.
2. على كل طالب و مصمم إنشائي أن يكون على قدرات على التصميم بشكل يدوي بالإضافة إلى معرفة البرامج التصميمية لامتلاك الخبرة و المعرفة و القدرة على المقارنة بينهما.
3. يجب اخذ العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى و طبيعة الموقع تأثير القوى الطبيعية المحيطة بعين الاعتبار نظرا لتغيرها وفق المكان و الزمان.
4. تم استخدام نظام (One-way ribbed slab) في جميع الطوابق نظرا لطبيعة المنشأ. كما تم استخدام (Solid slab) لبيوت الدرج و المصاعد لأنها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل الأحمال المركزة، كما تم استخدام جسور من نوع (T-section beams) نظرا للأحمال الكبيرة في الطوابق.

5. صممت أساسات المبنى ضمن قوة تحمل التربة مقدارها  $4.5 \text{ Kg/cm}^2$  و في حال أن قوة تحمل التربة اقل من القوة المستخدمة في التصميم يجب إعادة تصميم الأساسات للمشروع وفقا للقوى الجديدة.
6. تم اختيار الأحمال الحية المستخدمة في المشروع من الكود الحمال الأردني .
7. تم تصميم العناصر الإنشائية وفقا لمعادلات الكود الأمريكي 2002.
8. صمم هذا المشروع لتحمل ثمانية طوابق فقط لذا لا يمكن إضافة أي طابق جديد في المستقبل.
9. ينصح في أثناء التنفيذ مراجعة كتاب المواصفات الفنية و الهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة الأردنية.
10. الحس الهندسي من أهم ميزات المهندس التي يتجاوز من خلالها أي مشكلة يمكن أن تعترضه بشكل علمي مدروس و متفتح و هذه الخصلة تنمى بالممارسة و العمل المتواصل.
11. أخيرا يجب استكمال تصميم المشروع، بحيث يتم عمل كافة التصاميم الكهربائية و الميكانيكية قبل المباشرة في التنفيذ.

## المصادر والمراجع

1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-99) AND COMMENTARY CODE (ACI 318M-99).
2. "UNIFORM BUILDING CODE" 1997.
3. SARZAD NAEIM , "THE SEISMIC DESIGN HAND BOOK" , VAN NOSPAND REINHOLD, 1988.
4. S.RAMAMRUTHAM "DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES", Ne CORMAC, FIFTH EDITION, 2001.
5. B.M. SERJUSON, J.E. BREEN, J.O.JIRSA "REINFORCE CONCRETE FUNDEMENTAL" , JOHN WILEY & SONS, 1988.
6. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال و القوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الاردن، (1990م)

# APPENDIX A

# APPENDIX B

Table (1) Maximum Reinforcement Ratio  $\rho$  For Singly Rectangular Beams (Corresponding to 0.75  $\phi$ )

$f_y$	$f_c' = 3000 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 3500 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 4000 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.85$	$f_c' = 5000 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.80$	$f_c' = 6000 \text{ psi}$ $\beta_1 = 0.75$
40000 psi	0.0278	0.0325	0.0371	0.0437	0.0491
50000 psi	0.0206	0.0241	0.0275	0.0324	0.0364
60000 psi	0.0160	0.0187	0.0214	0.0252	0.0283
	$f_c' = 20 \text{ MPa}$	$f_c' = 25 \text{ MPa}$	$f_c' = 30 \text{ MPa}$	$f_c' = 35 \text{ MPa}$	$f_c' = 40 \text{ MPa}$
$f_y$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.81$	$\beta_1 = 0.77$
300 Mpa	0.0241	0.0301	0.0361	0.0402	0.0436
350 Mpa	0.0196	0.0244	0.0293	0.0326	0.0354
400 Mpa	0.0163	0.0203	0.0244	0.0271	0.0295
	$f_c' = 200 \text{ kgf/cm}^2$	$f_c' = 240 \text{ kgf/cm}^2$	$f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$	$f_c' = 320 \text{ kgf/cm}^2$	$f_c' = 360 \text{ kgf/cm}^2$
$f_y$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.82$	$\beta_1 = 0.79$
2800 Kgf/cm <sup>2</sup>	0.0266	0.0319	0.0372	0.0410	0.0444
3500 Kgf/cm <sup>2</sup>	0.0197	0.0236	0.0276	0.0304	0.0330
4200 Kgf/cm <sup>2</sup>	0.0153	0.0184	0.0214	0.0236	0.0256

VERTICAL CHARACTERISTIC LIVE LOADS

4. 4.1 - General - The values of the vertical characteristic live loads shall be as specified in Table 1, in accordance with the intended use of the structures and their elements.

TABLE 1

The place and its use	Characteristic uniformly distributed live loads		Notes
	KN/m <sup>2</sup> (3)	Kg/m <sup>2</sup>	
<b>Halls</b> <span style="float: right;">قاعات</span>			
(a) Game halls, such as billiard, table tennis <span style="float: right;">قاعات الألعاب</span>	2.0	200	
(b) Halls in banks <span style="float: right;">القاعات من البنوك</span>	3.0	300	
(c) Assembly halls, such as show rooms, lecture halls: <span style="float: right;">قاعات التجميع</span>	4.0	400	
- with fixed seating	5.0	500	
- without fixed seating	4.0	400	
(d) Entrance halls <span style="float: right;">قاعات دخول</span>	4.0	400	
(e) Halls for light machinery equipment <span style="float: right;">قاعات الآلات والمعدات الخفيفة</span>	4.0	400	
(f) Gymnasiums, dance halls <span style="float: right;">قاعات الرياضة والرقص</span>	5.0	500	
(g) Halls for museums and exhibitions <span style="float: right;">قاعات المتاحف والمعارض</span>	4.0	400	
(h) Construction for hanging hall lighting <span style="float: right;">بنفاذ للإضاءة من الأسقف</span>	2.5	250	
(i) Dressing rooms and service rooms near the above-mentioned halls and areas for storing equipment for gymnasiums and similar halls <span style="float: right;">غرف ملابس وغرف خدمة</span>	2.0	200	
Dwellings including roofs and intermediate floors <span style="float: right;">ساكنات</span>	1.5	150	The load refers to roofs sloped not more than 10%
Synagogues and other praying halls <span style="float: right;">مساجد</span>	4.0	400	
<b>Hospitals</b> <span style="float: right;">المستشفيات</span>			
(a) Sick rooms <span style="float: right;">غرف المرضى</span>	2.0	200	For assembly halls in hospitals see "Halls"
(b) X-ray and surgery rooms <span style="float: right;">غرف الأشعة والجراحات</span>	3.0	300	
(c) Storage rooms <span style="float: right;">غرف التخزين</span>	4.0	400	

(3) Values in kilonewtons are based on the conversion factor of 1 kilonewton = 100 kg. For this reason, values in kilonewtons are approximately 10% higher than values based on the conversion factor of 1 kilonewton = 1000 kg.

TABLE 1 (continued)

The place and its use

Characteristic uniformly distributed loads

Notes

The place and its use	Characteristic uniformly distributed loads		Notes
	KN/m <sup>2</sup> (3)	kg/m <sup>2</sup>	
Schools classrooms	3.0	300	For assembly halls in schools see "Halls"
Hotels			
1) Waiting halls and storage rooms	4.0	400	
2) Living rooms	2.0	200	
Factories and workshops			See Footnotes 1 and 2 at the end of Table 1
For specific industry	5.0	500	
For specific very light industry, such as electronics and sewing shops	3.0	300	
Not specific industry	7.5	750	
Stages for performances	7.5	750	
Meeting rooms and reading rooms	2.0	200	
Rest rooms in public places	2.0	200	
Shops			See Footnote 1, at the end of Table 1
Small shops in residential areas up to 50 sq m	3.0	300	
Shops larger than those mentioned above and their storage areas	5.0	500	
Stages and underground floors			
1) for parking and moving			
2) for vehicles up to 2 - 5 tons in weight	3.0	300	
Access paths for vehicles up to 2.5 tons in weight	5.0	500	
Vehicles heavier than 2.5 tons			The load shall be determined in accordance with Appendix 1A
Theatres (galleries)			
With fixed seating	5.0	500	
Without fixed seating	7.5	750	

TABLE 1 (continued)

The place and its use	Characteristic uniformly distributed loads		Notes
	KN/m <sup>2</sup> (3)	kg/m <sup>2</sup>	
Individual stairs (a) Supported (b) Cantilevered	6.0 10.0	600 1000	<p>توزيع</p> <p>When distribution of load on stairs is not assured, the load shall be determined in accordance with the specified values not less than the values specified for the areas served by the stairs.</p> <p>In addition it shall be assumed that a concentrated load of 2.0 kilonewton (200 kg) per m<sup>2</sup> shall be applied in the most dangerous place so as not to cause higher stresses.</p>
Staircases, stair platforms, horizontal and sloped, balconies, corridors and passages	3.5 5.0	350 500	
Garages for automotive repairs, including vehicular driveways	5.0	500	
Stores	7.5	750	See Footnotes 1 and 2 at the end of the Table. For storage areas in hospitals, hotels, offices, stores, etc. see the relevant clauses of this Table.
Kitchens, exclusive of residential kitchens	4.0	400	See Footnote 1 at the end of the Table.
Laundries	4.0	400	See Footnote 1 at the end of the Table.
Laboratories	3.0	300	See Footnote 1 at the end of the Table.
Printing plants (a) Storage of paper per metre of height (b) Storage of printing equipment	7.5 12.5	750 1250	See Footnotes 1 and 2 at the end of the Table.

در ابع فردی  
مدعوم  
الابع بازره مدعوم  
لونه خنر حليله

المحمل الابع  
المحمل قفوره  
محملة لسن  
المحملة  
محملة لسن  
محملة لسن

ممرات وكاريدوات وبالكونيات  
الابع خنر بازره  
الابع بازره

ممرات  
ممرات للسيارات

مخازن

مطبخ

مغاسل

مختبرات

مطابع

مخزين اجهزة طباعة

TABLE 1 (continued)

The place and its use	Characteristic uniformly distributed loads		Notes
	KN/m <sup>2</sup> (3)	kg/m <sup>2</sup>	
<b>Offices</b> <i>مكاتب</i>			
(a) For general use <i>للاستعمال العام</i>	2.0	200	For item (c) - See Footnote at the end of the Table.
(b) Rooms for photography and reproduction <i>غرف للتصوير</i>	3.0	300	For item (d) - In accordance with data supplied by the manufacturer of the equipment and under most severe conditions loading.
(c) Filing and storage	5.0	500	
(d) Compactus and other heavy office equipment <i>اجهزة مكتبية</i>	-	-	
<b>Libraries</b> <i>مكتبات</i>			
(a) Reading rooms except stack rooms <i>غرف قراءة ما عدا غرف التكدس</i>	3.0	300	For item (b) - See Footnote at the end of the Table.
(b) Stack rooms per metre of height of the library, including passages	2.5	250	For item (c) - In accordance with data supplied by the manufacturer under most severe conditions of loading.
(c) Compactus	-	-	

Footnote 1: The loading shall be determined in accordance with the contents for which the place is intended, when stored under the most severe conditions, but not less than the value specified in Table 1.

Footnote 2: If the place is intended for the use of vehicles or forklifts, it shall be checked also in accordance with the applicable loading given in Appendices A1 and A2, taking into account the maximum stress.

The loads specified in Table 1 are only applicable to floors of good rigidity, in which the effects of concentrated loads are distributed in all directions such as solid floors or floors made of units bound to each other by elements capable of distributing the load to the sides.

When the rigidity of the floors in direction of their width does not ensure the distribution of loads to the sides, the loadings listed in Table 1 shall be increased by 33%.










In floors intended for loadings exceeding 5.0 kilonewton per sq m (500 kg/m<sup>2</sup>) notice shall be posted in a prominent location, clearly indicating the load which may be imposed on the floor.

4.2 - Partitions - When the partition weight does not exceed 4.0 kilonewton per sq m (400 kg/m<sup>2</sup>), the distributed load may be considered as equal to the weight of the partition, in addition to the imposed load, as follows:

- A distributed load of 0.75 kilonewton per sq m (75 kg/m<sup>2</sup>) for partitions whose weight does not exceed 2.0 kilonewton per m (200 kg/m);

**Table 5.2 Coefficients for negative moments in slabs†**

$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2$  where  $w$  = total uniform dead plus live load  
 $M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$

Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$	Case 1 	Case 2 	Case 3 	Case 4 	Case 5 	Case 6 	Case 7 	Case 8 	Case 9 
1.00	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$	0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

†A crosshatched edge indicates that the slab continues across, or is fixed at, the support; an unmarked edge indicates a support at which torsional resistance is negligible.

computed for this total load. *Negative moments at discontinuous edges* are assumed equal to one-third of the positive moments for the same direction. One must provide for such moments because some degree of restraint is provided discontinuous edges by the torsional rigidity of the edge beam or by the supporting wall. For positive moments there will be little, if any, rotation at the continuous

Table 5.3 Coefficients for dead-load positive moments in slabs†

$M_{a, pos, dl} = C_{a, dl} w l_a^2$  where  $w$  = total uniform dead load  
 $M_{b, pos, dl} = C_{b, dl} w l_b^2$

Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$	Case 1 	Case 2 	Case 3 	Case 4 	Case 5 	Case 6 	Case 7 	Case 8 	Case 9 
1.00	$C_{a, dl}$ 0.036 $C_{b, dl}$ 0.036	0.018 0.018	0.018 0.027	0.027 0.027	0.027 0.018	0.033 0.027	0.027 0.033	0.020 0.023	0.023 0.020
0.95	$C_{a, dl}$ 0.040 $C_{b, dl}$ 0.033	0.020 0.016	0.021 0.025	0.030 0.024	0.028 0.015	0.036 0.024	0.031 0.031	0.022 0.021	0.024 0.017
0.90	$C_{a, dl}$ 0.045 $C_{b, dl}$ 0.029	0.022 0.014	0.025 0.024	0.033 0.022	0.029 0.013	0.039 0.021	0.035 0.028	0.025 0.019	0.026 0.015
0.85	$C_{a, dl}$ 0.050 $C_{b, dl}$ 0.026	0.024 0.012	0.029 0.022	0.036 0.019	0.031 0.011	0.042 0.017	0.040 0.025	0.029 0.017	0.028 0.013
0.80	$C_{a, dl}$ 0.056 $C_{b, dl}$ 0.023	0.026 0.011	0.034 0.020	0.039 0.016	0.032 0.009	0.045 0.015	0.045 0.022	0.032 0.015	0.029 0.010
0.75	$C_{a, dl}$ 0.061 $C_{b, dl}$ 0.019	0.028 0.009	0.040 0.018	0.043 0.013	0.033 0.007	0.048 0.012	0.051 0.020	0.036 0.013	0.031 0.007
0.70	$C_{a, dl}$ 0.068 $C_{b, dl}$ 0.016	0.030 0.007	0.046 0.016	0.046 0.011	0.035 0.005	0.051 0.009	0.058 0.017	0.040 0.011	0.033 0.006
0.65	$C_{a, dl}$ 0.074 $C_{b, dl}$ 0.013	0.032 0.006	0.054 0.014	0.050 0.009	0.036 0.004	0.054 0.007	0.065 0.014	0.044 0.009	0.034 0.005
0.60	$C_{a, dl}$ 0.081 $C_{b, dl}$ 0.010	0.034 0.004	0.062 0.011	0.053 0.007	0.037 0.003	0.056 0.006	0.073 0.012	0.048 0.007	0.036 0.004
0.55	$C_{a, dl}$ 0.088 $C_{b, dl}$ 0.008	0.035 0.003	0.071 0.009	0.056 0.005	0.038 0.002	0.058 0.004	0.081 0.009	0.052 0.005	0.037 0.003
0.50	$C_{a, dl}$ 0.095 $C_{b, dl}$ 0.006	0.037 0.002	0.080 0.007	0.059 0.004	0.039 0.001	0.061 0.003	0.089 0.007	0.056 0.004	0.038 0.002

†A crosshatched edge indicates that the slab continues across, or is fixed at, the support; an unmarked edge indicates a support at which torsional resistance is negligible.

edges if dead load alone is acting, because the loads on both adjacent panels tend to produce opposite rotations which cancel, or nearly so. For this condition, the continuous edges can be regarded as fixed, and the appropriate coefficients for the dead-load moments are given in Table 5.3. On the other hand, the maximum live-load moments are obtained when live load is placed only on the particular panel and not on any of the adjacent panels. In this

**Table 5.4 Coefficients for live-load positive moments in slabs†**

$M_{a, pos, ll} = C_{a, ll} w l_a^2$   
 $M_{b, pos, ll} = C_{b, ll} w l_b^2$










where  $w$  = total uniform live load

Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$	Case 1 	Case 2 	Case 3 	Case 4 	Case 5 	Case 6 	Case 7 	Case 8 	Case 9 
1.00	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.036 0.036	0.027 0.027	0.027 0.032	0.032 0.027	0.032 0.035	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.040 0.033	0.030 0.025	0.031 0.029	0.035 0.029	0.034 0.024	0.038 0.029	0.036 0.032	0.031 0.027
0.90	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.045 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.035 0.024
0.85	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.050 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.040 0.022
0.80	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.056 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.019
0.75	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.061 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016
0.70	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.068 0.016	0.049 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014
0.65	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.074 0.013	0.053 0.010	0.064 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011
0.60	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.081 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009
0.55	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.088 0.008	0.062 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007
0.50	$C_{a, ll}$ $C_{b, ll}$	0.095 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005

†A crosshatched edge indicates that the slab continues across, or is fixed at, the support; an unmarked edge indicates a support at which torsional resistance is negligible.

case, some rotation will occur at all continuous edges. As an approximation it is assumed that there is 50 percent restraint for calculating these live-load moments. The corresponding coefficients are given in Table 5.4. Finally, for computing shear in the slab and loads on the supporting beams, Table 5.5 gives the fractions of the total load  $w$  which are transmitted in the two directions.

Table 5.5 Ratio of load  $w$  in  $l_a$  and  $l_b$  directions for shear in slab and load on supports†

Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$		Case 1 	Case 2 	Case 3 	Case 4 	Case 5 	Case 6 	Case 7 	Case 8 	Case 9 
1.00	$W_a$	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	$W_b$	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	$W_a$	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	$W_b$	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	$W_a$	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	$W_b$	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	$W_a$	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	$W_b$	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	$W_a$	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	$W_b$	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	$W_a$	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	$W_b$	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	$W_a$	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	$W_b$	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	$W_a$	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	$W_b$	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	$W_a$	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	$W_b$	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	$W_a$	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	$W_b$	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	$W_a$	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	$W_b$	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

†A crosshatched edge indicates that the slab continues across, or is fixed at, the support; an unmarked edge indicates a support at which torsional resistance is negligible.

Since positive-moment steel is placed in two layers, the distance  $d$  for the upper layer is smaller than for the lower layer by one bar diameter. Because the moments in the long direction are the smaller ones, it is economical to place the steel in that direction on top of the bars in the short direction.

The twisting moments discussed in Art. 5.5 are usually of consequence only in exterior corners, where they tend to crack the slab along  $45^\circ$  lines at

$-\varphi \leq \beta \leq \varphi$  uningeschränkte ebene Gleitflächenanwendung (Einschränkungen für größere Wandneigungen siehe DIN 4085, Ziffer 5.1.3). Dagegen muß die Annahme ebener Gleitflächen für die Ermittlung der passiven Erddruckbeiwerte weiter eingeschränkt werden. Den Tabellenwerten für  $K_p$  und  $K_{ph}$  liegen deshalb gekrümmte Gleitflächen zugrunde, und zwar für  $0 \geq \delta_p \geq -\delta_p^{*1}$  nach der Theorie von Streckl/Weißenbach [11.3], für  $\delta_p = -\varphi$  nach Caquot/Kérisel [11.10]. Das sind nach einer vergleichenden Untersuchung [11.4] die jeweils kleineren Werte. Die Beiwerte  $K_{ah,p}$  werden für die Ermittlung des Erddrucks aus Streifen- und Einzellasten gebraucht (siehe Seite 11.13) und ergeben sich für  $\alpha = \beta = 0$  aus dem Ansatz  $K_{ah,p} = \sin(\vartheta_a - \varphi) \cdot \cos \delta_a / \cos(\vartheta_a - \varphi - \delta_a)$  [11.3].

Zur Ermittlung des Ruhedruckbeiwertes  $K_0$  siehe Abschnitt 4.4. Weitere Erddruckbeiwerte siehe [11.2], [11.3], [11.9], [11.10].

Erddruckbeiwerte  $K$  und Gleitflächenwinkel  $\vartheta_a$  für  $\alpha = 0, \beta = 0$  (Zwischenwerte geradl. einschalten)

	$\delta \backslash \varphi$	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°
$K_a$	0	0,59	0,54	0,49	0,45	0,41	0,37	0,33	0,30	0,27	0,24	0,22
$K_{ah}$	$+\frac{1}{3}\varphi$	0,55	0,50	0,46	0,41	0,37	0,34	0,30	0,27	0,25	0,22	0,20
$K_{ah}$	$+\frac{2}{3}\varphi$	0,52	0,47	0,43	0,38	0,35	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18
$K_{ah,p}$	0	0,77	0,73	0,70	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,52	0,49	0,47
$K_{ah,p}$	$+\frac{1}{3}\varphi$	0,65	0,62	0,59	0,56	0,53	0,51	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39
$K_{ah,p}$	$+\frac{2}{3}\varphi$	0,56	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33
$K_{ach}$	0	1,53	1,46	1,40	1,34	1,27	1,21	1,15	1,10	1,04	0,99	0,93
$K_{ach}$	$+\frac{1}{3}\varphi$	1,43	1,36	1,29	1,22	1,15	1,10	1,04	0,98	0,93	0,88	0,83
$K_{ach}$	$+\frac{2}{3}\varphi$	1,34	1,26	1,18	1,11	1,04	0,98	0,92	0,87	0,81	0,76	0,71
$K_p$	0	1,70	1,86	2,04	2,24	2,46	2,72	3,00	3,32	3,69	4,11	4,60
$K_{ph}$	$-\frac{1}{2}\varphi$	1,94	2,18	2,48	2,81	3,22	3,68	4,27	4,95	5,80	6,85	8,15
$K_{ph}$	$-\delta^{*1}$	2,11	2,38	2,77	3,23	3,81	4,51	5,46	6,15	7,12	8,27	9,64
$K_{ph}$	$-\varphi$	2,13	2,45	2,85	3,34	3,93	4,68	5,63	6,86	8,48	10,67	13,67
$K_0$	0	0,74	0,70	0,66	0,62	0,58	0,54	0,50	0,46	0,43	0,39	0,36
$\vartheta_a^0$	0	52,5	53,8	55,0	56,3	57,5	58,8	60,0	61,3	62,5	63,8	65,0
$\vartheta_a^0$	$+\frac{1}{3}\varphi$	49,4	50,8	52,2	53,6	55,0	56,4	57,8	59,2	60,6	62,0	63,3
$\vartheta_a^0$	$+\frac{2}{3}\varphi$	47,0	48,5	50,0	51,5	53,0	54,5	56,0	57,5	58,9	60,4	61,9

siehe

**Ersatzlasten für Eisenbahnlasten neben Stützbauwerken nach DS 804**

Lotrechte Ersatzlast als unbegrenzte „schmale Streifenlast“ mit  $p = 52 \text{ kN/m}^2$  und  $b = 3,00 \text{ m}$  (siehe vereinfachtes Lastbild UIC 71, S. 3.31);

Fliehkraft  $p_H$  auf der Grundlage einer Streckenlast von  $80 \text{ kN/m}$ ;

Seitenstoß  $S' = 100/(2 \cdot a + 4) \text{ kN/m}$  mit  $a =$  lichter Abstand in m zwischen Schwellenkopf und Wand (siehe Abb. „schmale Streifenlast“ auf Seite 11.13).

<sup>1)</sup>  $\delta_p^* = \varphi - 2,5^\circ$ , aber höchstens  $27,5^\circ$ .

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT  $C_z$

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.076	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
$S_1$	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N <sub>1</sub>
$S_{II}$	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40N <sub>1</sub>
$S_{III}$	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40N <sub>1</sub>
$S_{IV}$	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44N <sub>1</sub>
$S_5$	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36N <sub>1</sub>
$S_6$	See Footnote 1				

<sup>1</sup>Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type  $S_6$ .

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT  $C_v$

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.076	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
$S_1$	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N <sub>1</sub>
$S_{II}$	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40N <sub>1</sub>
$S_{III}$	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56N <sub>1</sub>
$S_{IV}$	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64N <sub>1</sub>
$S_5$	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96N <sub>1</sub>
$S_6$	See Footnote 1				

<sup>1</sup>Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type  $S_6$ .

1630.2.2 Structure period. The value of  $T$  shall be determined from one of the following methods:

1. Method A: For all buildings, the value  $T$  may be approximated from the following formula:

$$T = C_t (h_n)^{0.75} \quad (30-8)$$

WHERE:

- $C_t = 0.035$  (0.0853) for steel moment-resisting frames.
- $C_t = 0.030$  (0.0731) for reinforced concrete moment-resisting frames and eccentrically braced frames.
- $C_t = 0.020$  (0.0483) for all other buildings.

Alternatively, the value of  $C_t$  for structures with concrete or masonry shear walls may be taken as  $0.1/\sqrt{A_c}$  (For SI:  $0.0743/\sqrt{A_c}$  for  $A_c$  in  $m^2$ ).

The value of  $A_c$  shall be determined from the following formula:

$$A_c = \sum A_i [0.2 + (D_o/h_o)^2] \quad (30-9)$$

The value of  $D_o/h_o$  used in Formula (30-9) shall not exceed 0.9.

2. Method B: The fundamental period  $T$  may be calculated using the structural properties and deformational characteristics of the resisting elements in a properly substantiated analysis. The analysis shall be in accordance with the requirements of Section 1630.1.2. The value of  $T$  from Method B shall not exceed a value 30 percent greater than the value of  $T$  obtained from Method A in Seismic Zone 4, and 40 percent in Seismic Zones 1, 2 and 3.

The fundamental period  $T$  may be computed by using the following formula:

$$T = 2\pi \sqrt{\left( \sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) \div \left( g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right)} \quad (30-10)$$

The values of  $f_i$  represent any lateral force distributed approximately in accordance with the principles of Formulas (30-13), (30-14) and (30-15) or any other rational distribution. The elastic deflections,  $\delta_i$ , shall be calculated using the applied lateral forces,  $f_i$ .

1630.2.3 Simplified design base shear