شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لمنشأ تجاري

" Enjoy mall "

فريق العمل

المثنى اسعد ابوغليون **تامر حامد ابوميزر**

خالد جمال ادعيس

بناءً على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م.خليل كرامة	**د.هيثم عياد**
.....	**.....**

كانون ثاني – 2009

إهداء

الى خير الأنام ... وقدوتنا محمد بن عبد الله عليه السلام

الى الشهداء في زمن الجهاد ... الذي رووا بدمائهم الغالية أطهر التراب

الى الاسم الذي سيبقى خالدا في ذاكرتي ... الى الوطن الغالي ... فلسطين.

والى عنوان الحق والجهاد .. أسرى الحرية خلف القضبان

والى الفؤاد في الصغر وقدوتي في الكبر إلى ... أبي

والى مسيرتي التي من أجلها احيا ... الى القلب الذي تمزق جرحا علينا الى ... أمي

الى القلب القريب ... والحبيب المغترب ... أخي

الى كل من ألهمني روح العلم والحياة ... الى أصحاب القلوب المنيرة ... معلمينا

والى البيت الذي حضنني في كبري ... جامعتي

إلى كل هؤلاء...

نهدي هذا البحث...

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

الله سبحانه وتعالى ، ملهم العقول ومهدي القلوب .

الى من سهر الليالي من أجلنا ، وحضننا بالحب والحنان ، الى عائلتنا الصغيرة ، آبائنـــا وأمهاتنـــا واخواننا .

بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائـــرة الهندســـة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

الى مشرفنا ومعملنا المهندس خليل كرامة ، الذي بذل الكثيرللخروج بهذا العمل بشكله العلمي.

الى عائلتنا الثانية ، الى كل الزملاء والاصدقاء الذين ساهمو في نجاح هذا العمل.

"لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا"

فريق البحث . . .

التصميم الإنشائي لمنشأ تجاري
"Enjoy mall"

فريق المشروع

المثنى اسعد ابوغليون **تامر حامد ابوميزر**

خالد جمال ادعيس

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2008

إشراف

م. خليل كرامه

خلاصة المشروع

هدف هذا المشروع هو التصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية التي يحتويها المشروع ، من جسور واعمدة واساسات وغيرها من العناصر الانشائية .

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة اليه , فقد تم التخطيط له على اساس استيعاب عدد كبير من المحلات التجارية والزوار ، بحيث يغطي هذا المبنى التجاري نشطات عدة مثل الانشطة الرياضية والتسوقية والترفيهية , حتى تلك الانشطة الثانوية مثل المراب.

نظرا لأهمية المشروع تم اختيار موقع استراتيجي للمبنى حيث يتوسط مدينة الخليل، يتكون المشروع من خمسة طوابق (2300م^2 للطابق تقريبا)بالاضافة الى طابق الروف، بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات مثل المحلات التجارية والمكاتب ومساحات الانتظار، الموزعة معماريا بشكل مناسب.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية ،ولتحديد احمال الزلازل تم استخدام (U.B.C) ،اما بالنسبة للتحليل النشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الامريكي (ACI_2002) , ولا بد من الاشارة الى انه سيتم الاعتماد عل بعض البرامج الحاسوبية مثل :Autocad2006 , STAAD.Pro Office2003 وغيرها.

من المتوقع بعد اتمام المشروع ان نكون قادرين على تقديم التصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية للمبنى كاملا.

Structural Design of Commercial Building "Enjoy mall"

Project Team

Almuthanna A. Abu Ghalyoun

Khaled J. Idies. **Tamer H. Abu Mazer**

Palestine Polytechnic University-2008

Supervisor

Eng. Khaleel Karameh

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for a commercial building in Hebron city.

This building consists of five floors and roof, which contains each one shops, offices and waiting area.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-code-02.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

We use in our project some programs such as Autocad2006, STAAD PRO. And office 2003.

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	i
صفحة الإهداء	ii
صفحة الشكر والتقدير	iii
صفحة الملخص باللغة العربية	iv
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	v
الفهرس	vi
قائمة الاختصارات	xvii

		رقم الصفحة
الفصل الأول	المقـدمـة	1
1-1	المقدمة	2
2-1	مشكلة البحث	3
3-1	نظرة عامة على المشروع	3
4-1	الهدف من المشروع	4
5-1	خطوات المشروع	5
6-1	أسباب اختيار المشروع	7
7-1	نطاق المشروع	7
الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	9
1-2	لمحة عامة عن المشروع	10
2-2	موقع المشروع	11
3-2	أهمية موقع المشروع	12
4-2	توزيع عناصر المشروع	12
2-4-1	طابق التسوية	12
2-4-2	الطابق الأرضي	13
2-4-3	الطابق الاول	14

	2-4-4 الطابق الثاني	15
	2-4-5 الطابق الثالث	16
	2-4-6 طابق الروف	17
2-5	النواحي المعمارية	18
	2-5-1 العناصر المعمارية	18
	2-5-2 الحركة	21
2-6	الواجهات	23
الفصل الثالث	وصف العناصر الإنشائية	26
3-1	مقدمة	27
3-2	هدف التصميم الإنشائي	27
3-3	الاختبارات العملية	28
3-4	الأحمال	29
	3-4-1 الأحمال الميتة	29
	3-4-2 الأحمال الحية	30
	3-4-3 الأحمال البيئية	31
3-5	العناصر الإنشائية المكونه للمبنى	33
	3-5-1 العقدات	34
	3-5-1-1 العقدات المصمتة (Solid Slabs)	35
	3-5-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	35
	3-5-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين	36
	3-5-2 الجسور	37
	3-5-3 الأعمدة	38
	3-5-4 الجدران الحاملة (جدران القص)	39
	3-5-5 فواصل التمدد	40
	3-5-6 الأساسات	41
	3-5-7 الأدراج	42
	3-5-8 الجدران الاستنادية	42
3-6	برامج الحاسوب المستخدمة	43

Chapter 4 Structural Analysis And Design

Sections	Section Name	Page No.
	Structural Analysis And Design	44
4.1	Introduction	45
4.2	Factored Loads	46
4.3	Determination of Thickness	46
	4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab	46
	4.3.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab	47
4.4	Load Calculation	48
4.5	Design of Toping	52
	4.5.1 Design of Toping for One Way Ribbed Slab	52
	4.5.2 Design of Toping for Two Way Ribbed Slab	53
4.6	Design of Rib (07)	53
	4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 07-MF1)	54
	4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS1)	56
	4.6.3 Design of Positive Moment for(Rib 07-MF2)	58
	4.6.4 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS2)	60
	4.6.5 Design of Positive Moment for(Rib 07-MF3)	61
	4.6.6 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS3)	63
	4.6.7 Design of Positive Moment for(Rib 07-MF4)	65
	4.6.8 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS4)	67

	4.6.9 Design of Positive Moment for(Rib 07-MF5)	**68**
	4.6.10 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS5)	**70**
	4.6.11 Design of Positive Moment for(Rib 07-MF6)	**72**
	4.6.12 Design of shear for (Rib 07)	**74**
4.7	**Design of Two Way Ribbed Slab**	**75**
	4.7.1 Determination of coefficients	**75**
	4.7.2 Internal forces and moments	**75**
	4.7.3 Determination of b_E in X-direction	**76**
	4.7.4 Determination of b_E in Y-direction	**76**
	4.7.5 Design of Positive Reinforcement in X -direction	**77**
	4.7.6 Design of Negative Reinforcement in X -direction	**79**
	4.7.7 Design of Positive Reinforcement in y -direction	**80**
	4.7.8 Design of Negative Reinforcement in y -direction	**81**
	4.7.9 Design of Shear	**82**
	4.7.9.1 Design of Shear Reinforcement in x-direction	**82**
	4.7.9.2 Design of Shear Reinforcement in y-direction	**83**
4.8	**Design of Beam (B23) in basement floor**	**85**
	4.8.1 Design of Positive Moment (B 23 - Field 1)	**86**
	4.8.2 Design of Shear for Beam (B 23 - Field 1)	**87**
	4.8.3 Design of Negative Moment (B23 – MS1)	**89**
	4.8.4 Design of Positive Moment (B 23 - Field 2)	**90**
	4.8.5 Design of Shear for Beam (B23 – Field 2)	**91**
	4.8.6 Design of Negative Moment (B23 – MS2)	**92**
	4.8.7 Design of Positive Moment (B 23 – Field 3)	**93**

	4.8.8 Design of Shear for Beam (B23 – Field 3)	**94**
	4.8.9 Design of Negative Moment (B23 – MS3)	**95**
	4.8.10 Design of Positive Moment (B 23 – Field 4)	**96**
	4.8.11 Design of Shear for Beam (B23 – Field 4)	**97**
	4.8.12 Design of Negative Moment (B23 – MS4)	**98**
	4.8.13 Design of Positive Moment (B 23 – Field 5)	**99**
	4.8.14 Design of Shear for Beam (B23 – Field 5)	**101**
4.9	**Design of Short Column(C41) in Basement**	**103**
	4.9.1 Design of longitudinal Reinforcement	**103**
	4.9.2 Check Slenderness Effect	**103**
	4.9.3 Design of the Tie Reinforcement	**105**
	4.9.4 Short Column Detail	**105**
4.10	**Design of Long Column (C41 in the second floor)**	**106**
	4.10.1 Design of Longitudinal Reinforcement	**106**
	4.10.2 Check Slenderness Effect	**106**
	4.10.3 Design of the Tie Reinforcement	**108**
	4.10.4 Long Column Detail	**108**
4.11	**Design of Isolated Footing (F15 for column 41)**	**109**
	4.11.1 Load Calculation	**109**
	4.11.2 Determination of Footing Area	**110**
	4.11.3 Determination of Footing Depth	**110**
	4.11.4 Design of Bending Moment	**112**
	4.11.4.1 Design in Plain Concrete	**112**

	4.11.4.2 Design of Bottom Reinforcement at Section (1 – 1)	**113**
	4.11.4.3 Design of Bottom Reinforcement at Section (2 – 2)	**114**
	4.11.4.4 Development Length of main Reinforcement for Mu1	**116**
	4.11.4.5 Development Length of main Reinforcement for Mu2	**116**
	4.11.4.6 Check Transfer of Load at Base of column (Design of Dowels)	**117**
	4.11.4.7 Development Length of Dowels	**118**
	4.11.5 Isolated Footing Detail:	**118**
4.12	**Design of Strip Footing**	**119**
	4.12.1 Load Calculation	**119**
	4.12.2 Determine the Footing Width:	**119**
	4.12.3 Determine Reinforcement for Moment Strength	**120**
	4.12.4 Development length of main reinforcement	**121**
	4.12.5 Design of Secondary Bottom Reinforcement	**122**
	4.12.6 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels)	**122**
	4.12.7 Strip Footing Detail	**123**
4.13	**Design of Stairs**	**124**
	4.13.1 Determination of Slab Thickness	**124**
	4.13.2 Load Calculations at section (B-B & C-C)	**125**
	4.13.3 Design of Shear	**126**
	4.13.4 Design of Bending Moment	**126**
	4.13.4.1 Development Length of the Bars	**128**

	4.13.4.2 Design of Lateral Reinforcement	**128**
	4.13.4.3 Stairs at section (B-B & C-C) Details	**129**
	4.13.5 Load Calculations in section (A-A)	**130**
	4.13.6 Load Calculations of slab	**131**
	4.13.7 Design of Shear	**131**
	4.13.8 Design of Bending Moment	**132**
	4.13.8.1 Development Length of the Bars	**134**
	4.13.8.2 Design of Lateral Reinforcement	**134**
	4.13.8.3 Stairs at section (A-A) Detail	**135**
4.14	**Design of Two Way Solid Slab**	**136**
	4.14.1 Load Calculations	**136**
	4.14.2 Design of Shear Reinforcement	**137**
	4.14.3 Design of Reinforcement In x-Direction	**137**
	4.14.4 Design of Reinforcement In y-Direction	**139**
	4.14.5 Design of Top Reinforcement	**140**
4.15	**Design of Basement wall**	**141**
	4.15.1 Load Calculation	**141**
	4.15.2 Thickness Calculation	**141**
	4.15.3 Wall Design	**142**
	4.15.4 Design of Secondary Reinforcement	**142**
	4.15.5 Check for Shear	**142**
	4.15.6 Basement Wall Detail	**143**
4.16	**Design of Shear wall**	**144**
	4.16.1 Calculation of loads	**144**

	4.16.2 Calculation of shear force on "shear walls”	**144**
	4.16.3 Shear Wall Design Parameters	**147**
	4.16.4 Design of the Horizontal Reinforcement	**147**
	4.16.5 Design of the Vertical reinforcement	**148**
	4.16.6 Design of moment	**149**
	4.16.7 Shear Wall Detail	**150**
4.17	**Design of Retaining Wall**	**151**
	4.17.1 Estimation of depth footing	**151**
	4.17.2 Estimation of thickness of wall	**151**
	4.17.3 Design of main reinforcement moment	**152**
	4.17.4 Design of Secondary Reinforcement	**153**
	4.17.5 Retaining Wall Detail	**154**

رقم الصفحة

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	**155**
1-5	النتائج	**156**
2-5	التوصيات	**157**
	المصادر والمراجع	**158**

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول(1-1): الجدول الزمني المقترح.	6
جدول (3-1): الكثافات النوعية للمواد المستخدمة	30
جدول(3-2): الأحمال الحية المستخدمة لعناصر المبنى	31
جدول(3-4): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	32
Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.	48
Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for two way rib slab.	50
Table (4 – 3) Calculation of the total Fx	145
Table (4 – 4) Calculation "Sxy" from STAAD Program	146

فهرس الأشكال والرسومات

اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (2 – 1): صورة للمشروع "انجوي مول"	10
الشكل (2 – 2): موقع عام للمشروع.	11
الشكل (2 – 3): المسقط الأفقي لطابق التسوية.	13
الشكل (2 – 4): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.	14
الشكل (2 – 5): المسقط الأفقي للطابق الأول.	15
الشكل (2 – 6): المسقط الأفقي للطابق الثاني.	16
الشكل (2 – 7): المسقط الأفقي للطابق الثالث.	17
الشكل (2 – 8): المسقط الأفقي للطابق الروف.	18
الشكل (2 – 9): المسقط الأفقي لمحلات تجارية.	19
الشكل (2- 10): المسقط الأفقي للمكاتب.	20
الشكل (2 – 11): المسقط الأفقي للأدراج المستخدمة في المشروع.	21
الشكل (2 – 12): القطاع الذي يمر بالدرج الرئيسي.	22
الشكل (2 – 13): الواجهة الشمالية لإنجوي مول.	23
الشكل (2 – 14): الواجهة الشرقية لإنجوي مول.	24
الشكل (2 – 15): الواجهة الغربية لإنجوي مول.	24
الشكل (2 – 16): الواجهة الجنوبية لإنجوي مول.	25
الشكل رقم(3 – 1): بعض العناصر الإنشائية للمبنى.	33
الشكل رقم(3 – 2): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.	35
الشكل رقم(3 – 3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.	36
الشكل رقم(3 – 4): أشكال الجسور.	37
الشكل رقم(3 – 5): أحد أشكال الأعمدة.	38
الشكل رقم(3 – 6): جدار القص.	39
الشكل رقم(3 – 7): شكل أحد الأساسات "لبطن مفرد".	41
الشكل رقم(3 – 8): تسليح الأدراج.	42
الشكل رقم(3 – 9): جدار استنادي.	42

List of Figures

Description **page**

Fig. (4-1) Rib (07) in the basement floor. **46**

Fig. (4-2) Two way rib slab**.** **47**

Fig. (4-3) One way rib slab. **48**

Fig. (4-4) Two way rib slab **50**

Fig. (4-5) Toping of slab**.** **52**

Fig. (4-6) Rib location . **53**

Fig. (4 -7) Spans length of rib (07). **53**

Fig. (4-8) Moment diagram for rib (07)-(KN.m). **54**

Fig. (4-9) Shear diagram for rib (07)-(KN). **54**

Fig. (4-10) Two Way Ribbed Slab with 35 cm Thickness. **75**

Fig. (4-11) Structural system of Two-Ribbed Slab KN.m. **76**

Fig. (4–12) Beam location (B23). **85**

Fig (4–13) Span Length (B23). **85**

Fig (4–14) Beam moment values with self weight load(KN.m) **85**

Fig (4– 15) Beam shear values (KN). **85**

Fig (4 – 16) Beam detail (B23). **102**

Fig. (4-17) Column model. **103**

Fig. (4-18). Short Column Details. **105**

Fig. (4-19). Long Column Details. **108**

Fig. (4-20). Isolated Footing Model. **109**

Fig. (4-21). Structural system of Isolating Footing (Section 1-1). **111**

Fig. (4-22). Structural system of Isolating Footing (Section 2-2). **112**

Fig. (4-23). Isolating Footing Details**.** **118**

Fig.(4-24) Strip Footing Model. **119**

Fig.(4-25) Strip Footing Details. **123**
Fig.(4-26) Stairs Plan. **124**
Fig.(4-27) Structural system of stairs at section (B-B & C-C)**.** **125**
Fig.(4-28) Shear diagram of stairs at section (B-B & C-C). **126**
Fig.(4-29) Moment diagram of stairs at section (B-B & C-C). **126**
Fig.(4-30) Stairs at section (B-B & C-C) details. **129**
Fig.(4-31) Structural system of stairs at section (A-A). **130**
Fig.(4-32) Shear diagram of stairs at section (A-A). **131**
Fig.(4-33) Moment diagram of stairs at section (A-A). **132**
Fig.(4-34) Stairs at section (A-A) detail. **135**
Fig.(4-35) Structural system of two way solid slab. **136**
Fig. (4-36): Basement wall-Diagram. **141**
Fig. (4-37): Basement wall-Details. **143**
Fig. (4-38): Fx-Diagram**.** **146**
Fig. (4-39): Moment & Shear-Diagram for Shear Wall. **147**
Fig. (4-40): Shear wall detail. **150**
Fig. (4-41): Retaining wall diagram. **151**
Fig. (4-42): Retaining wall detail. **154**

List of Abbreviations

- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- 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.
- DL = dead loads.
- LL = live loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid 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.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.

- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- W = width of beam or rib.
- Φ = strength reduction factor.

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمنشأ تجاري
" Enjoy mall "

فريق العمل

المثنى اسعد ابوغليون تامر حامد ابوميزر

خالد جمال ادعيس

إشراف

م.خليل كرامه.

مشروع التخرج

مقدم الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

فلسطين - الخليل

كانون تاني ٢٠٠٩م

الفصل الاول 1

المقدمـــة

(1-1) المقدمة.

(1-2) مشكلة البحث.

(1-3) نظرة عامة عن المشروع.

(1-5) الهدف من المشروع.

(1-5) خطوات المشروع.

(1-6) أسباب اختيار المشروع.

(1-7) نطاق المشروع.

المقدمة

1-1 المقدمة:

منذ القدم والإنسان يسعى الى تطوير نفسه وذلك لتوفير سبل الأمن و الراحة والرفاهية ، وقد أدى عمله الدؤوب الى تطوير محيطه وبيئته بما يتوافق مع احتياجاته و متطلبات عصره .

وقد سخر الإنسان نفسه للبحث عن الوسائل التي توفر له الأمن والطمأنينة وهذا ما ميز الإنسان عن سائر المخلوقات الذي ما زال يبحث عن مأوى ثابت تتوفر فيه احتياجاته ورغباته.

وشكلت مادة البناء العنصر الأهم لتحقيق ذلك ، فتغيرت الاساليب والمواد بتغير الزمن من الحجر والخشب الى الطين والمونة ، حتى وصل الى المادة التي تحقق له ما يريد من القوة والمتانة للمنشآت ، وكانت هذه المادة هي المادة الاسمنتية التي وفرت على الانسان الجهد الكبير والكلفة الاقل للحصول على منشأ آمن .

وفي ظل النمو الاقتصادي السريع الذي نشهده في هذا الوقت ، وازدياد طلب الانسان لتوفير مراكز تجمع له جميع احتياجاته ، اتجهت انظار المستثمرين لبناء مراكز تسوق عامة توفر الوقت وتلبي جميع المتطلبات .

نظرا لأن المدن الفلسطينية عامة ومدينة الخليل خاصة تفتقر لمثل هذه المشاريع ، كان حريا على المهندسين ايجاد التصاميم المناسبة لمثل هذه المشاريع ، بحيث تلبي هذه المشاريع رغبات المستهلكين وتوفر لهم الراحة والامان والرفاهية.

ومن هذا اتجهت انظارنا الى اختيار هذا المشروع الذي تم تصـــميمه معماريـــا كمركـــز تسوق عام ، حتى نكمل الطريق لتصميمه انشائيا ، لكي يصبح قابلا للتنفيذ على ارض الواقع .

1-2 مشكلة البحث:

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميـــع العناصـــر المكونة للمبنى الذي ستجرى عليه الدراسة وهو " انجوي مول ".

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر من العناصر الإنشـــائية مثل العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة ...الخ ومن ثم تحديد أبعادها وحساب حديد التسليح اللازم لها.

1-3 نظرة عامة عن المشروع:

تجمع مراكز التسوق العامة معظم الخدمات الانسانية ، من خـــدمات اداريـــة واجتماعيـــة وألوان التجارة المختلفة ، وأماكن الطعام العامة " المطاعم " والخدمات الرياضية ، وهذا ما يميز هذه المراكز الشاملة لجميع خدماتها في مبنى واحد فقط عن غيرهـــا ، ونظـــرا لإزديـــاد اقبـــال المستهلك على هذه المراكز التي تلبي خدماته واحتياجاته والتي وفرت بدورها الوقت والجهد .

ونظرا لهذا الاقبال ، حرص المهندسين على زيادة توفير اساليب الراحة فيها حيـــث تـــم تزويد المجمع بعناصر الحركة الرأسية بالمصاعد الكهربائية ، وذلك لتسهيل الحركـــة ، وتعـــدد

الادراج والتهوية والاضاءة الكافيتين ، وتوفير أماكن خاصة للمركبات ، والشكل المعماري الجميل الذي يعكس أهمية المشروع .

4-1 الهدف من المشروع:

ترتكز اهداف المشروع بالجمع ما بين الهدف المعماري والهدف الانشائي .

1- اهداف معمارية :

الناحية الجمالية والمعمارية للمبنى هي العلامة الاولى للفت انتباه المواطنين والزوار ، فالطابع المعماري الجميل يدل على تطور الذوق المعماري ومنه تطور المدينة وحضارتها من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات ، ولا يقتصر هذا الذوق على المظهر الخارجي فقط وانما ينعكس ايضا على الفراغات الداخلية من حيث التقسيم الداخلي للمنشأة بشكل مدروس ومنتظم ، مما يؤدي الى سهولة الحركة والاستخدام للزائر والمستهلك ، بالإضافة الى ذلك التمتع بالنواحي الجمالة التي يضيفها المهندس المعماري على المبنى من الداخل .

2- أهداف انشائية :

أ- التحليل والتصميم الإنشائي لمركز التسوق، حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية من(جسور، أعصاب، أعمدة، وأساسات....الخ).

ب- إظهار القدرة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى والمحافظة على العنصر الجمالي في المشروع.

1-5 خطوات المشروع :

1. دراسة المخططات المعمارية لمركز التسوق من(مساقط ، واجهات، قطاعات، موقع عام) ، والربط مع بعضهم البعض .
2. دراسة المبنى إنشائيا، بحيث يتم تحديد العناصر الإنشائية من أعمدة وجسور وجدران وتحديد الأحمال الواقعة على المبنى، و اعتماد النظام الإنشائي له.
3. التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية المكونة للمبنى.
4. التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية.
5. إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية للمبنى .
6. كتابة التقرير وإخراجه بصورته النهائية.
7. عرض المشروع للمناقشة

الجدول الزمني

1-6 أسباب اختيار المشروع:

يكمن السبب الرئيسي لإختيارنا هذا المشروع مجال تخصصنا في هندسة المباني كمهندسين انشائيين لتحويل المباني المعماري الى منشأة جاهزة للتنفيذ بالتحليل والتصميم الانشائي، ومن خلال ذلك نكتسب المهارة في التصميم للعناصر الانشائية وخاصة في المباني الضخمة ، مثل المشروع الذي نعرضه .

ومن الاسباب التي دفعتنا لهذا المشروع هي استوفاء شروط التخرج للحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية بتخصص هندسة المباني.

1-7 نطاق المشروع:

يحتوي هذا المشروع على عدة فصول مفصلة كالأتي:

1. **الفصل الأول**: وهو عبارة عن مقدمة عن المشروع ، يحوي في طياته نظرة عامة عن المشروع والدوافع التي ساعدت على اختيار هذا المشروع والخطوات المتبعة لبحث المشروع .
2. **الفصل الثاني**: ويعرض هذا الفصل وصفا معماريا عن المنشئ الذي سيتم دراسته من حيث المساقط الأفقية والرأسية والمساحات والواجهات ... الخ.
3. **الفصل الثالث**: وسيتم في هذا الفصل عرض النظام الإنشائي الذي سنتبعه في تصميم المنشئ، ويشمل الجسور والأعصاب والعقدات الأعمدة ... الخ.

4. **الفصل الرابع**: يحتوي هذا الجزء على التحليل والتصميم لعينة من بعض الأجزاء الإنشائية، حيث يوضح هذا الفصل جميع الأحمال الواقعة على هذا المبنى، بالإضافة إلى تصميم أبعاد وحديد التسليح لعينة من العناصر الإنشائية، علما أن هذا الفصل سيكون باللغة الإنجليزية لتسهيل عرض المعادلات والحسابات والمصطلحات العلمية، وذلك بسبب كون المراجع والكود المتبع هما باللغة الإنجليزية.

الفصل الثاني 2

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) لمحة عامه عن المشروع.

(2-2) موقع المشروع.

(2-3) أهمية موقع المشروع.

(2-4) توزيع عناصر المشروع.

(2-5) النواحي المعمارية.

(2-6) الواجهات.

الوصف المعماري للمشروع

2-1 لمحة عامه عن المشروع:

تحتل مدينة الخليل مكانه اقتصاديه ذات أهميه كبيرة مقارنة بمدن الضفة الغربية الأخرى ، مما منحها عنوان تجاري مميز، ولمواكبة هذا التطور الاقتصادي كان لابد من توفير المنشات المميزة ذات اللمسات المعمارية الجميلة التي تضيف طابعا معماريا جديدا على هذه المدينة لتعكس الفن المعماري الحديث و تطور الإنسان في النواحي المعمارية وتكنولوجيا البناء وكانت من البنايات المقترحة لتحقيق ذلك (Enjoy mol) ، أنظر الى الشكل (2-1) .

نظرا لموقع المشروع في شارع وادي التفاح الجديد في مدينة الخليل والذي يسلك الى مركز المدينة ، منح للمشروع اهمية كبيرة .

الشكل (2-1) : صورة للمشروع " انجوي مول "

2-2 موقع المشروع:

يقع المشروع المنوي تنفيذه في وسط مدينة الخليل في شارع العدل بالقرب من الخليل موال على ارض تبلغ مساحتها (5193.7 م^2) حيث يطل هذا المبنى على شارعين رئيسيين مما منحه موقعا مميزا في ذلك المكان.

الشكل (2-2) : موقع عام للمشروع

2-3 أهمية موقع المشروع:

1. موقع المشروع المتميز والقريب من مركز المدينة.

2 . سهولة الوصول إلى هذا المبنى، حيث يقع على شارعين رئيسين.

3. قرب المشروع من بعض المراكز الحيوية بمدينة الخليل مثل مقـــر محافظـــة الخليل وبنك الإسكان و الخليل مول.

2-4 توزيع عناصر المشروع:

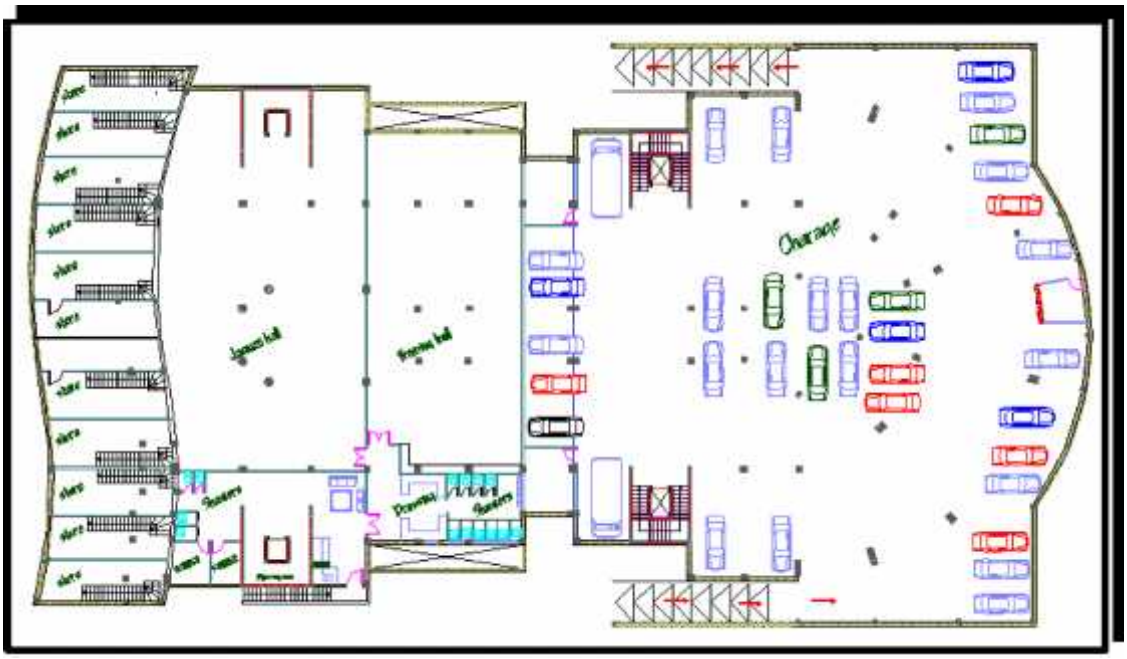
2-4-1 طابق التسوية:

موقع هذا المشروع المميز على الشوارع الرئيسية يتطلب إنشاء موقف سيارات بجوار المشروع ولعدم وجود المساحة الكافية في الموقع تم حفر الموقع المستوي كليا أسفل البنـــاء بمنسوب (- 5.75 م) لإنشاء موقف سيارات داخلي لحل هذه المشكلة.

وتحوي هذه التسوية على كراج لسيارات بمساحه (1425.25م ^{2}) يتسع لـ ـ 35 سيارة ، كما وتحتوي التسوية على صالة رياضيه تحتوي على

(Training room, Jacuzzi room, Dressing room , Shawars, Reception, (Sauna room بمساحة (878 م^2).

وتحتوي أيضا على إحدى عشر مخزن تتبع للمعارض في الطابق الأرضي بمساحات مختلفة ومساحه كليه (368.2 م ^{2}).



الشكل (2-3) : المسقط الأفقي لطابق التسوية

2-4-2 الطابق الأرضي:

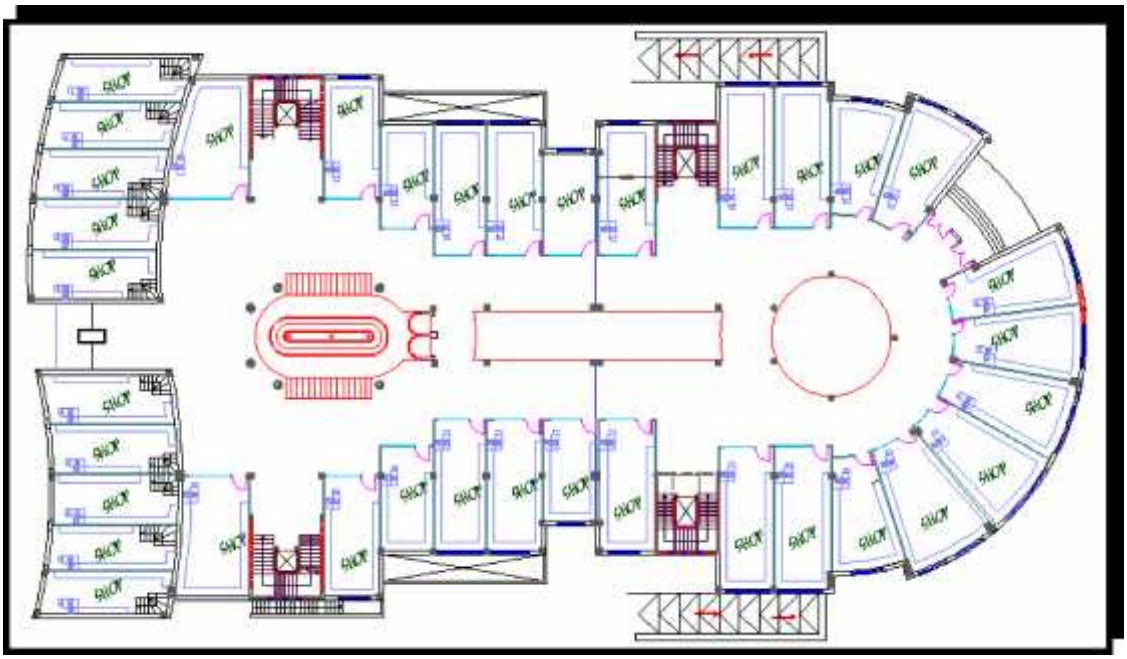
يقع هذا الطابق بموازاة الشارع الرئيسي ويحتوي على مدخلين رئيسيين في الجهة الشمالية والجنوبية من المبنى يطلان على الشوارع الرئيسية .

كما ويحتوي على ست وثلاثون محلا تجاريا بمساحات مختلفة تتراوح ما بين (26-45) م^2 ، وتقع عشرة محلات منها في الجهة الجنوبية على الشارع الرئيسي " شارع وادي التفاح الجديد " ، حيث يحتوي كل منهم على سدة سفلية " قبو " .

كما ويحتوي الطابق الأرضي على أربعة أدراج موزعة بشكل يسهل الحركة ، بالإضافة الى ذلك يحوي على درجين كهربائيين ومصعدين للحركة الرأسية. ومصعد كهربائي عند كل درج ايضا .

ولتوفير اضاءة طبيعية داخلية للمبنى ، قام المصمم المعماري بعمل فتحات فضـــائية مكونة من قسمين أهداهما مستطيلة الشكل والأخرى دائرية ما بين الطوابق تصل الى السقف.

ولهدف معماري سامي جعل المصمم هناك فتحة فضائية مكررة عند كـــل الطوابـــق تربط المصاعد والأدراج الكهربائية .

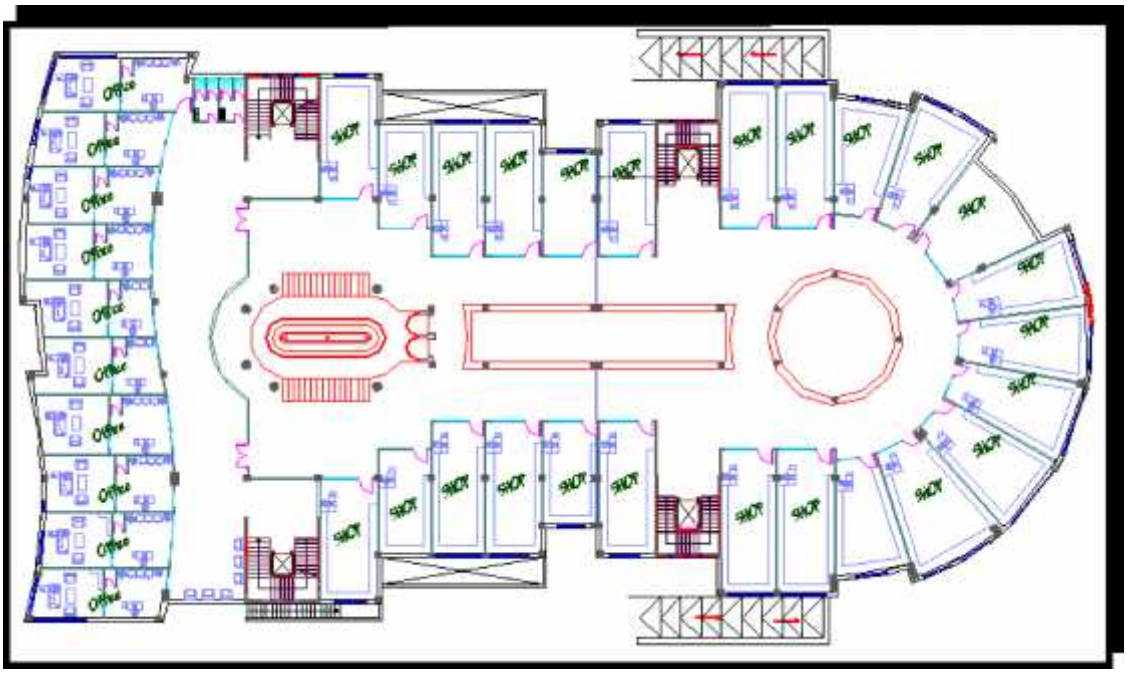


الشكل (2-4) : المسقط الأفقي للطابق الأرضي

2-4-3 الطابق الأول:

يحتوي هذا الطابق على خمس وعشرون محلا تجاريا بمساحات مختلفة وعلى عشرة مكاتب ادارية في الجهة الجنوبية للمشروع ، بحيث يتكون كل مكتب مـــن غرفـــة اداريـــة وغرفة انتظار Reception. كما ويحوي الطابق الأول على مجموعة من الوحدات الصحية اللازمة لخدمة الزائرين والمستهلكين . وبالنسبة لوسائل الحركة في هذا الطابق فإنها تتماثـــل مع الطابق الأرضي في الأدراج والمصاعد كما في الطوابق العلوية ايضا .

أما الفتحات الفضائية فإنها مكررة للطابق الأرضي.

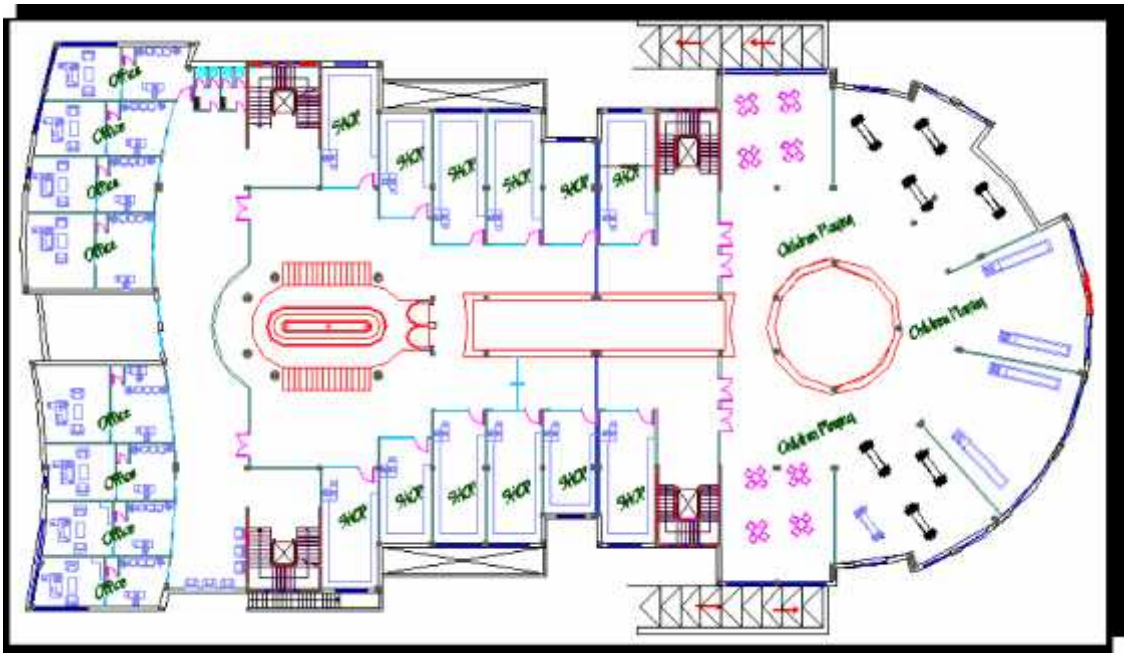


الشكل (2 - 5) : المسقط الأفقي للطابق الاول

2-4-4 الطابق الثاني :

يوجد في هذا الطابق ثلاث أقسام ريسية ، حيث يحوي على اثنا عشر محلا تجاريـــا وبمساحات مختلفة ، وقسم ترفيهي للأطفال ويقع في الجهة الشمالية من المشروع ، أما القسم الثالث فهي المكاتب الادارية الثمانية في الجهة الجنوبية ، بحيث ينقسم المكتب الـــى غرفـــة ادارية وغرفة انتظار.

ويحوي ايضا على مجموعة من الوحدات الصحية والأدراج والمصاعد سيتم الحديث عنها فيما بعد .



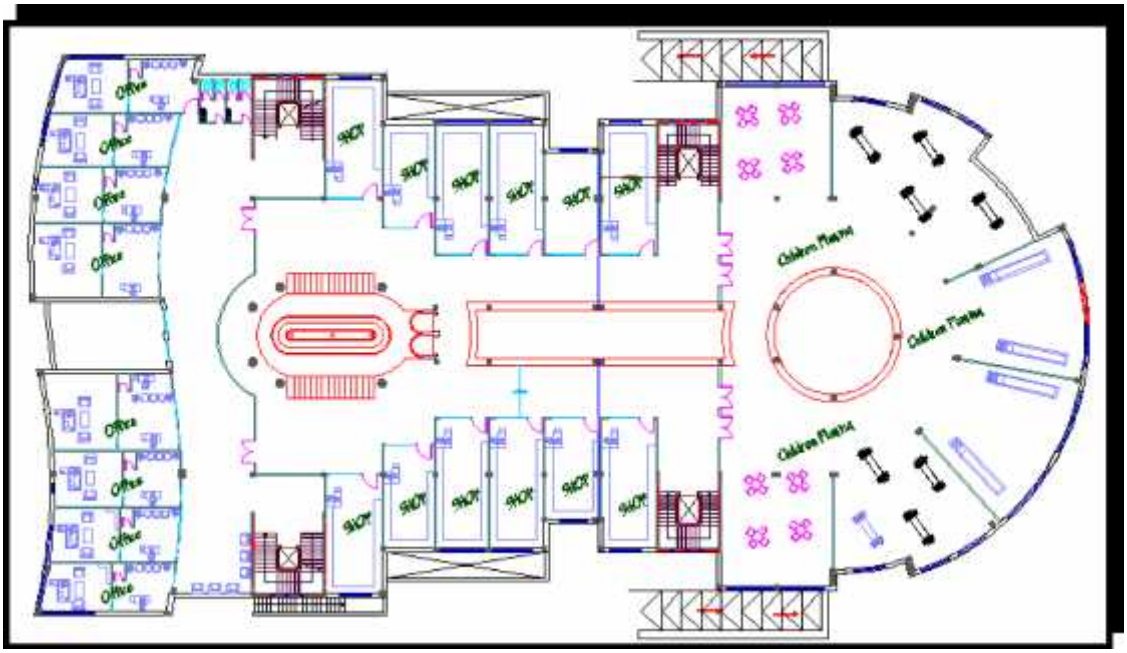
الشكل (2-6) : المسقط الأفقي للطابق الثاني

2-4-5 الطابق الثالث:

يتكون هذا الطابق من ثلاث اقسام رئيسية ايضا ، حيث تم إضافة كافتيريا في الجهة الشمالية وبمساحة (311) م^2 بحيث تعطي طابع معماري مميز لوجودها على الواجهة الشمالية التي تتصف بالدائرية ، وبحيث تخدم عامة الناس الزائرين والمستهلكين .

أما القسم الثاني فهي المحلات التجارية وعددها اثنا عشر محلا ، يتوسطوا الطابق والأقسام الثلاث ، والقسم الثالث هو القسم الاداري بحيث يتواجد ستة مكاتب في الجهة الجنوبية بغرفتين ادارية واستقبال .

أما بالنسبة للوحدات الصحية والأدراج فإنها مكررة كما في الطابق السفلي .



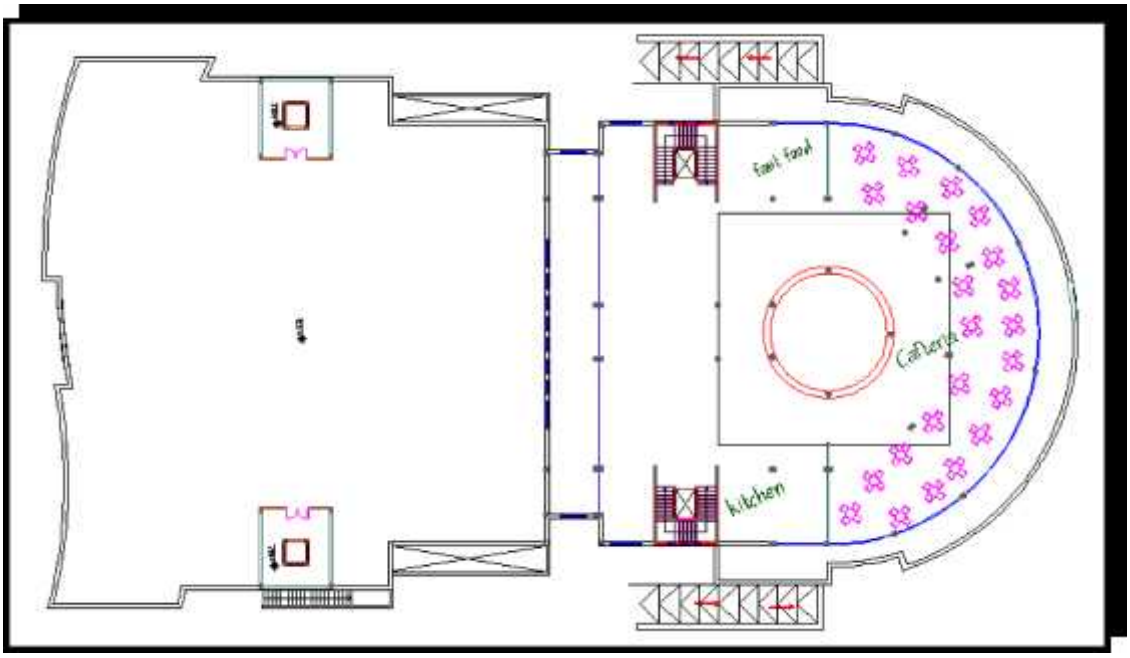
الشكل (2-7) : المسقط الأفقي للطابق الثالث

2-4-6 طابق الروف:

يحوي هذا الجزء المنصف للسطح مجموعة من الأقسام الخاصة للطعـــام ، وتشـــمل كافتيريا بمساحة (311) م^2 وقسم الوجبات السريعة والمطبخ .

ولهذا الطابق سمة معمارية بارزة تكمن في الواجهة الزجاجية حول الكافتيريا بحيـــث تعطي طابع من الشفافية والتواصل مع الخارج . ويتم الوصول لهـــذا الطـــابق بـــدرجين و مصعدين كهربائيين .

أما السقف فقد اتخذ طابعا مختلفا عن المشاريع الاخرى والذي يحتوي مـــن جـــزئين اسطواني ومستطيل متأرجح .



الشكل (2-8) : المسقط الأفقي لطابق الروف

2-5 النواحي المعمارية:

يهدف التصميم المعماري الى إنسجام الشكل المعماري للمنشـأ مـع قطعـة الأرض وانسجامه مع المباني المجاورة له، وتلبيته لجميع الإحتياجات الانسانية،فلا بد من الوصـول الى الشكل المعماري المناسب لتلبيه الاحتياجات السابقة،وفيما يلي توضيح ذلك:

2-5-1 العناصر المعمارية:

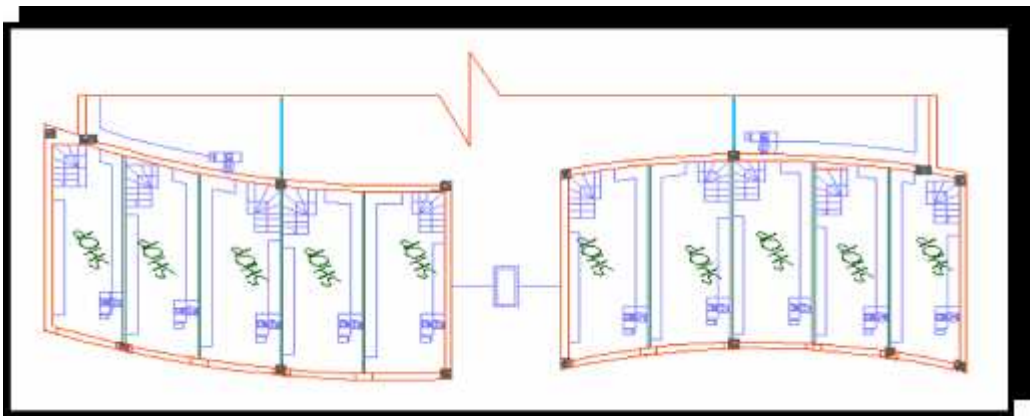
ان البناء المقترح هو عبارة عن مجموعة من الاشكال المتداخلة والمتناسقة مع بعضها البعض ، فهي تتكون من قوس مدموج مع اشكال مستطيلة ومنتظمة في التـداخل والشـكل والمظهر ، وموقع المشروع على شارعين رأسين كان من الأمور المـؤثرة فـي التصـميم المعماري بشكل طولي على مساحة الارض المقترحة .

ويحتوي هذا المشروع على محلات تجارية ومكاتب وأدراج وممرات ، والكثير من العناصر المعمارية التي سيتم تفصيلها فيما يلي :

أ- المحلات التجارية :

تتنوع المحلات التجارية في هذا المشروع تبعا لموقعها ومساحتها والغرض المنشأ من أجلها ، حيث تتوزع مجموعة من المحلات التجارية على الشارع الرئيسي في الاتجاهين الشمالي والجنوبي مع اختلاف في المدخل من الداخل والخارج ، حيث تتوزع عشرة محلات تجارية في الجهة الجنوبية من الطابق الأرضي ، بطول 9م وعرض 3م تقريبا ، وهذه المحلات جميعها لها مخازن سفلية في طابق التسوية تسهل عملية التخزين .

أما المحلات التجارية الداخلية ، فهي تختلف في المساحات تبعا لموقعها من الشكل المعماري ، وهي مكررة على مدى الطوابق الأخرى ، وقد صممت هذه المحلات بشكل يربط الداخل مع الخارج بموجود الواجهة الزجاجية على المدخل ومن الجدير بالذكر أن هذه المحلات التجارية لم تحدد استخداماتها ، فهي متنوعة وصالحة لجميع اشكال العمل ، من محلات ملابس او محلات مجوهرات او سوبر ماركت ...الخ .



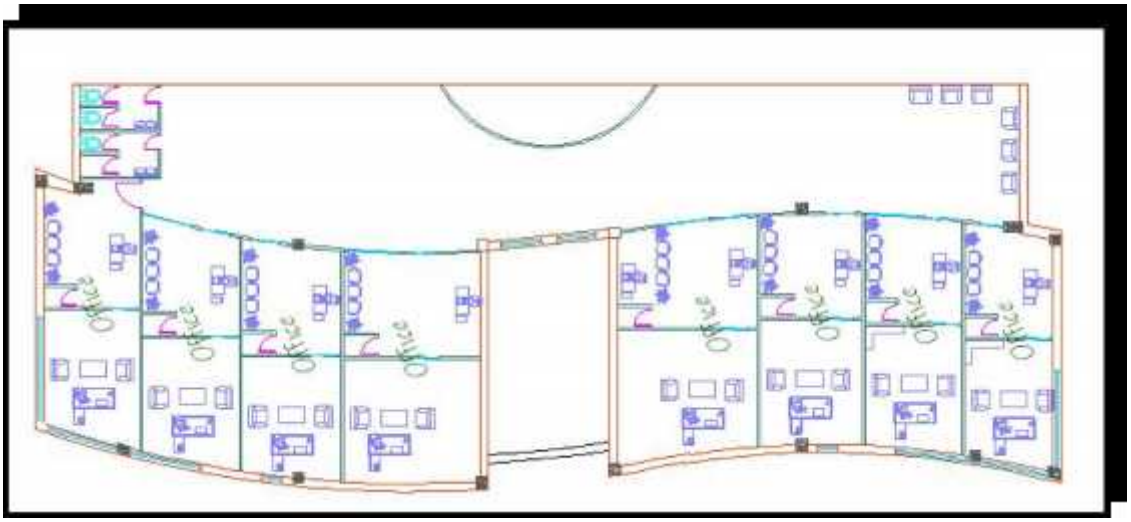
الشكل (2-9) : المسقط الأفقي لمحلات تجارية

ب- المكاتب :

يوجد في هذا المشروع مجموعة من المكاتب في الطبقات العليا الأخيرة ، حيث يوجد عشرة مكاتب في الطابق الأول وثمانية في الطابق الثاني وستة في الطابق الثالث ، وتختلف مساحات هذه المكاتب عن بعضها البعض .

ومن الملاحظ في هذه المكاتب أنها تحتوي على غرف استقبال لإنتظار الزبائن ، وعلى غرفة ادارية صالحة لعدة استخدامات مثل مكاتب هندسية او مكاتب استشارية ...الخ.

وبتراوح مساحات هذه المكاتب بين 30متر مربع الى50 متر مربع .

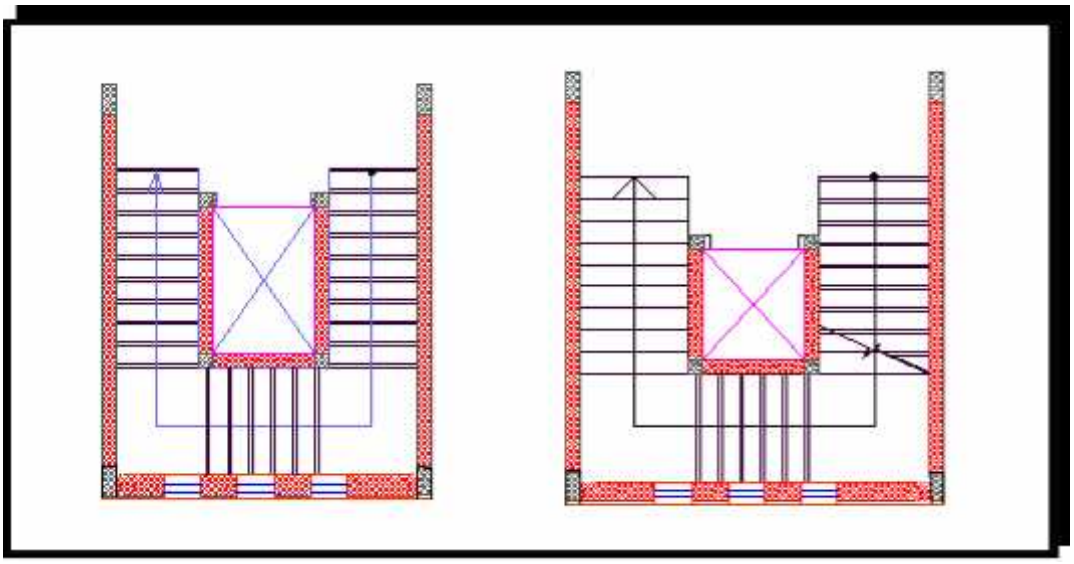


الشكل (2-10) : المسقط الأفقي للمكاتب

ت- الأدراج :

لقد زود هذا المجمع بنوعين من الدراج ، حيث يوجد درجين كهربائيين في الطابق الارضي، وتتوزع اربعة ادراج انشائية على الجهة الشرقية والغربية من المبنى ، بحيث تجمع بين جميع عناصر المبنى ومن جميع الاتجاهات ، وتتميز هذه الادراج بالاطلالة على

خارج المبنى . وقد زودت هذه الادراج بمصاعد كهربائية تسهل الحركة العمودية بين الطوابق.



الشكل (2-11) : المسقط الأفقي للأدراج المستخدمة في المشروع

ث- الممرات :

تتميز الممرات في هذا المبنى بالشكل الدائري الذي يسمح بالتجوال داخله في جميع الاتجاهات، ويتوسط هذه الممرات فتحات علوية وسفلية تسهل الحركة الدائرية و تعمل على ربط الطوابق مع بعضها مع الاطلالة الجميلة داخله.

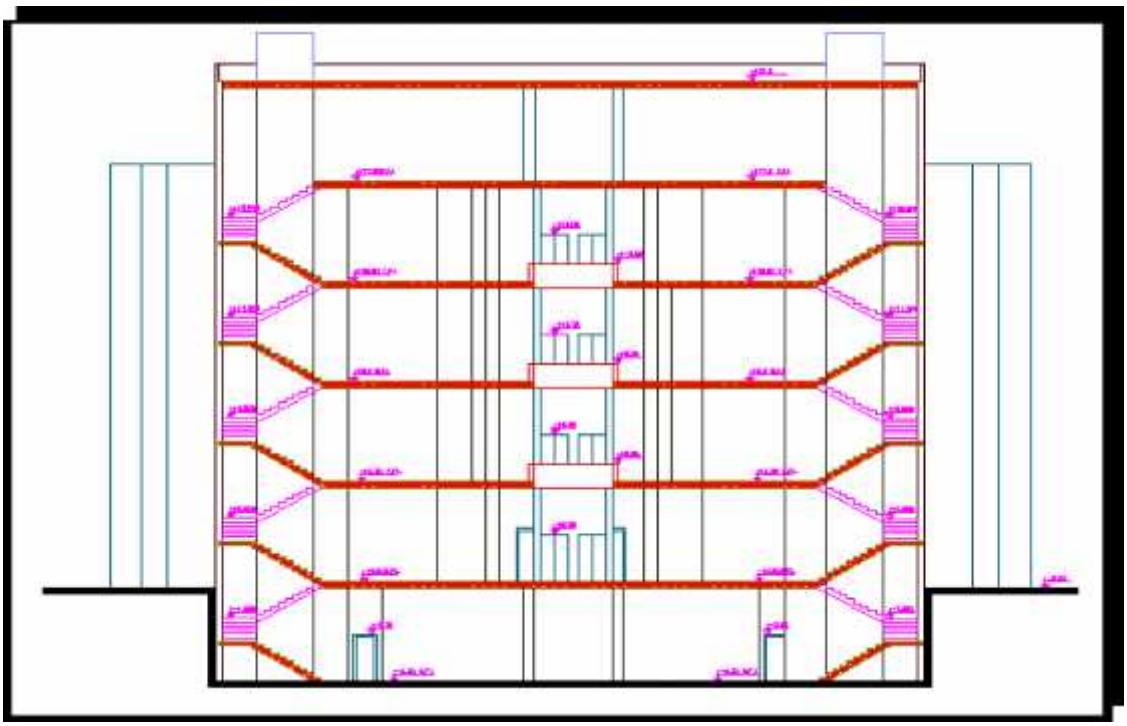
2-5-2 الحركة :

تتنوع أساليب الحركة في المبنى ، بحيث تؤمن الراحة و الأمان وسهولة الاستخدام للمستهلكين والزوار ، ومن أهم الحركة اللازمة هي حركة السيارات بحيث لا تسبب أي مشاكل أو عقبات .

ونرى الحركة الخارجية للسيارات بشكل دائري وأفقـــي ، بحيـــث يســـهل الـــدخول والخروج الى الكراجات و المصفات الخارجية للمبنى .

أما بالنسبة للحركة داخل المبنى ، فقد تم التصميم بحث يشمل نوعين من الحركـــة ، وهما الحركة الافقية والرأسية ، فقد تم وضع فراغ ينصف المبنى لسهولة الحركة الأفقيـــة ، والتنقل بين اقسامه بشكل يطل على جميع محتوياته ، وهذه الحركة البيضاوية مكـــررة فـــي جميع الطوابق .

أما الحركة الرأسية ما بين الطوابق ، فقد تم التصميم بوضع الأدراج والمصاعد بشكل متوزع يحوي جميع جهات المشروع ، وكانت الادراج مطلة من الجهة الشرقية والغربية بعدد أربعة ادراج بحيث تربط جميع أقسام المبنى ببعضها البعض ، وتكون قريبـــة مـــن جميـــع المحاور الرئيسية والأقسام في المشروع .



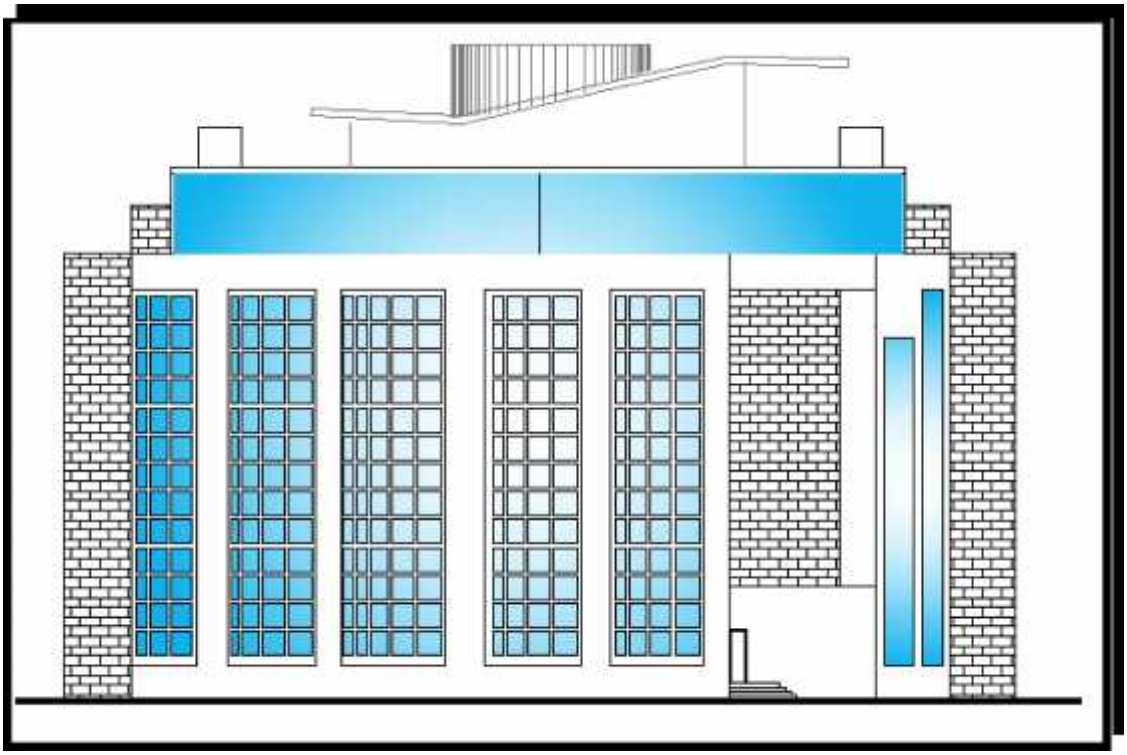
الشكل (2-12): القطاع الذي يمر بالدرج الرئيسي

ولتسهيل وسرعة الحركة على الزائرين ، تم إضافة درجين ومصعدين كهربائيين في وسط المبنى ، وتكمن أهمية ذلك بموقعهم المميز في منتصف المشروع . ومصعد كهربائي عند كل درج ايضا .

2-6 الواجهات :

أ- الواجهة الشمالية :

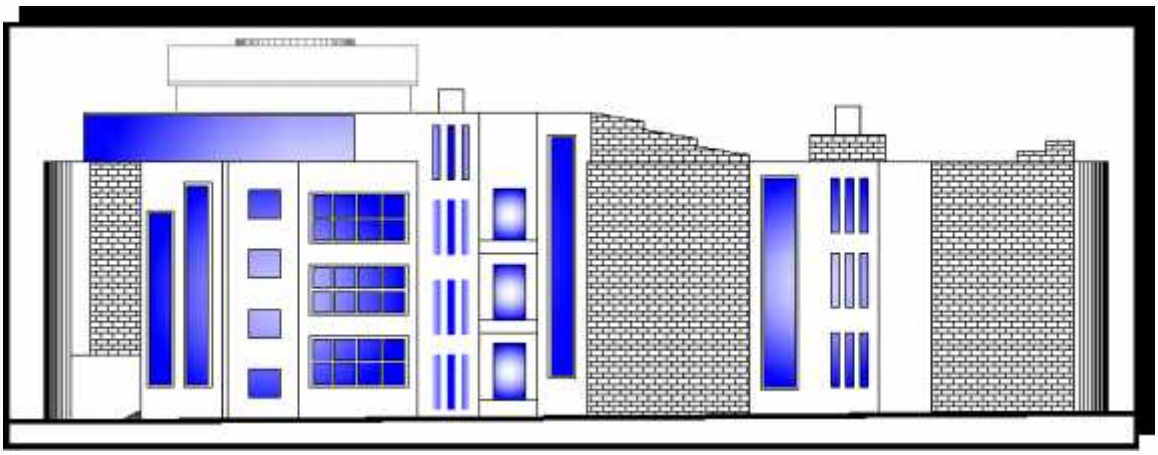
تظهر في هذه الواجهة الشفافية المعمارية الجميلة ، والتغييرات في الكتل الأفقية ، التي تتناسب مع الشكل الأسطواني لهذه الواجهة ، الذي يعطي أبعادا معمارية مختلفة ومتناسقة مع التداخل في الوجهات الشرقية والغربية .



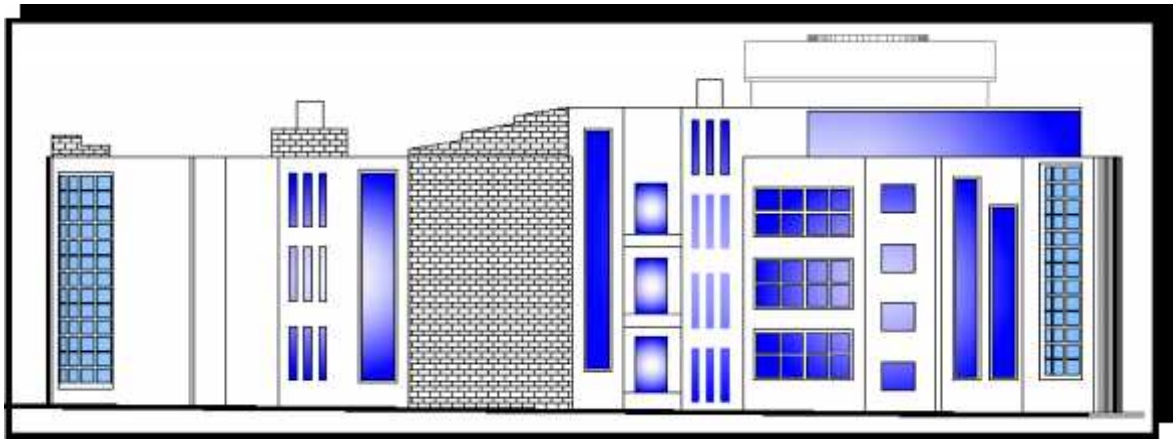
الشكل (2-13) : الواجهة الشمالية لإنجوي مول

ب- الواجهتين الشرقية والغربية :

تتجلى في هذه الواجهتين سمات معمارية جديدة ، تبدي نوعا من التماثل والتـــداخل ، وتظهر مجموعة من التغييرات لأشكال بعض الشبابيك ، حيث أعطى المصـــمم المعمـــاري أشكالا مختلفة تنمي المظهر الخارجي للواجهتين وتظهر الكتل الرأسية بمسافات قصيرة نسبيا تعطي فسحا معماريا جديدا ، وتقسيمات قريبة من بعضهاالبعض .



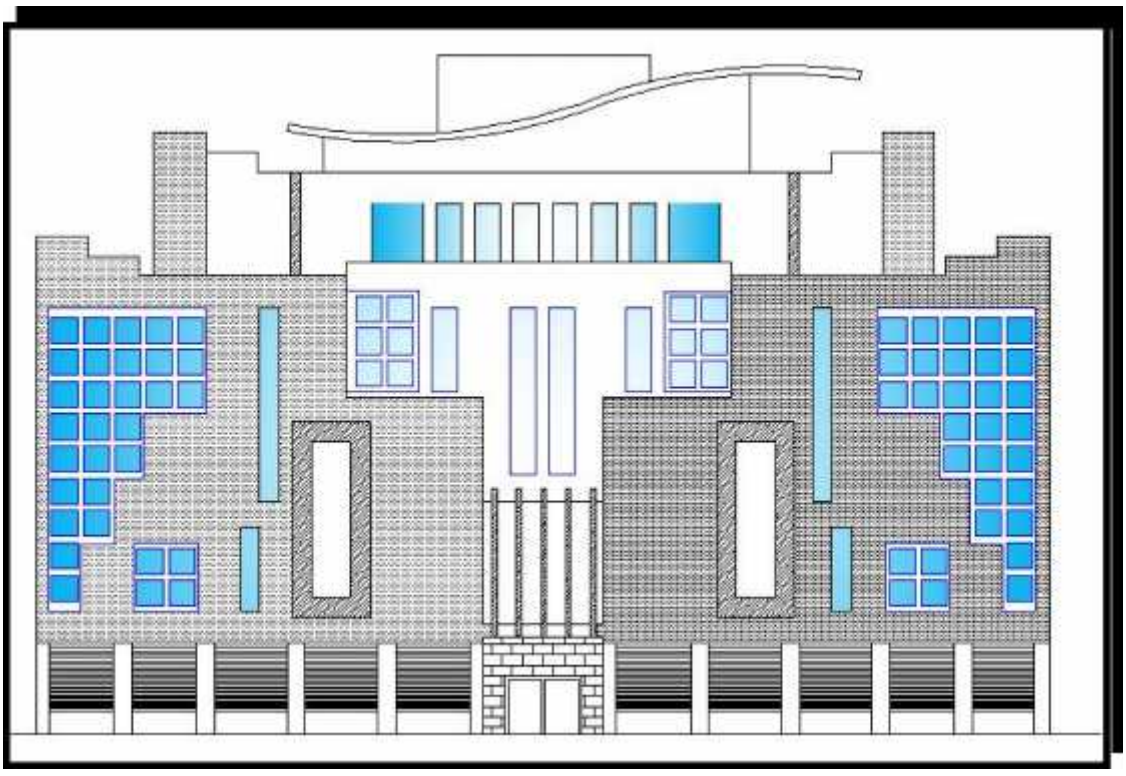
الشكل (2-14) : الواجهة الغربية لإنجوي مول



الشكل (2-15) : الواجهة الشرقية لإنجوي مول

ت- الواجهة الجنوبية :

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الرأسية والأفقية، حيث يظهر ذلك جليا في الواجهة الجنوبية من المبنى (أنظر الشكل 2-16)، حيث تحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للمبنى ، وهذا التداخل يعطي سمة معمارية مميزة للمشروع ، ويبرز هذا الامر في استخدام الكتل المكونة من الزجاج والألمنيوم ليعطي مظهرا معماريا جميلا ، وأما التدرج الأفقي فهو ثابت بثبات مستوى أرض المشروع في جميع الواجهات .



الشكل (2-16) : الواجهة الجنوبية لإنجوي مول

الفصل الثالث 3

الوصف الإنشائي للمبنى

(3-1) مقدمة.

(3-2) هدف التصميم الإنشائي.

(3-3) الإختبارات العملية.

(3-4) الأحمال.

(3-5) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

(3-6) برامج الحاسوب المستخدمة.

الوصف الإنشائي للمبنى

3-1 المقدمة:

إن الهدف من عملية التصميم الانشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الاخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له.

والتصميم الإنشائي للمشروع، يتطلب تحديد واختيار العناصر الإنشائية المختلفة، وتحليل وتصميم هذه العناصر للحصول على مبنى آمن قابل للاستخدام.

3-2 هدف التصميم الانشائي:

الهدف من التصميم الإنشائي، تحليل وتصميم العناصر إنشائيا، بشكل آمن باستخدام مجموعة من البرامج المحوسبة لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط، والحصول على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه.

عملية التصميم الإنشائي للعناصر، تمت باستخدام الكود الأردني للأحمال الحية وتم استخدام الكود الأمريكي في تصميم العناصر الخرسانية، و عملية التحليل والتصميم تمت باستخدام برامج مختلفة.

ويتم تحديد العناصر الانشائية بناء على :

- عامل الأمان (Factor of safty) : وذلك بتصميم مقاطع انشائية قادرة على تحمل الاحمال والقوى الواقعة عليه.

- الكلفة الاقتصادية (Economy) : يتم ذلك بتصميم المقاطع الانشائية وبنائها بأقل تكلفة ممكنة .
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) : من حيث تجنب الهبوط الزائد Deflection والتشققات Cracks المثيرة لإزعاج المستخدم .
- النواحي المعمارية والجمالية للمبنى .

3-3 الاختبارات العملية:

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى، وقد تم الحصول على قيمة قوة تحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (5 كغم/سم^2).

3- 4 الأحمال:

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة، يتم تحديدها عليه بشكل دقيق، باستخدام الكـودات المختلفة ، وهذا يتطلب من المهندس الانشائي تصميم المقاطع بشكل يقـاوم هـذه القـوى والاجهادات الواقعة عليه .

والاحمال تنقسم الى قسمين :

1- الاحمال الرئيسية (المباشرة): وهذه الاحمال تتضمن الاحمال الميتة والاحمـال الحية والاحمال البيئية.

2- الاحمال الثانوية (غير المباشرة): وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الاساس.

3- 4- 1 الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خـلال عمـر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية تحديد هذه الأحمال تتم من خلال افتراض العناصر الإنشائية، ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة ، وقد استخدمنا الكود الأردني لذلك .

رقم البند	المادة	الكثافة النوعية(KN/m3)
١	الخرسانة المسلحة (Reinforced concrete)	٢٤,٥
٢	البلاط (Tiles)	٢٤
٣	الرمل (Sand)	١٦,٤
٤	طوب البناء المفرغ (Hollow block)	١٠
٥	القصارة (Plaster)	٢٢
٦	المونة الإسمنتية (Mortar)	٢٢

الجدول (3-1) : الكثافات النوعية لمواد المستخدمة

3-4-2 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى والتي تعتمد على نوع المبنى الوظيفي .

وهذه الأحمال تشمل :

- أحمال الاستخدام الناتجة عن الأشخاص والاخذ بعين الاعتبار وجود العامل الديناميكي فيها .
- الاحمال الديناميكية كالأجهزة التي تحدث اهتزازات بالمنشأ .
- الاحمال الساكنة لمكونات المبنى التي يمكن تغيير مكانها كالأثاث والأجهزة والالات الاستاتيكية.

وتبلغ قيمة هذه الأحمال اعتمادا على نوعية الاستخدام وطبيعة المبنى وباستخدام الكود الاردني:

NO.	Type of Area	Live Loads(kg/m^2)
1.	Parking	500
2.	Restaurants	500
3.	Roof	150
4.	Shops	400
5.	Stairs	400
6.	Offices	250

الجدول (3-2) : الأحمال الحية المستخدمة لعناصر المبنى

3-4-3 الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر من الاحمال المتغيرة بالمقدار والموقع وتشبه بشكل كبير الأحمال الحية والتي يكون مقدارها متغير ، اما احمال الرياح فتكون متغيرة في الإتجاه وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصدة الجويه بتحديد هذه القيم، والعناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة وارتفاع المبنى و أهمية هذا المبنى بالإضافة الى عوامل اخرى.

بما أن الاحمال الحية تفوق الأحمال الناتجة عن تراكم الثلوج على سطح المبنى حيث تم اعتماد احمال حية قيمتها($500kg/m^2$) بينما تم اعتماد احمال ثلجية قيمتها حسب كـــود الأحمال الأردني($100kg/m^2$) ولذلك سيتم إهمال الأحمال الناتجة عن الثلوج.

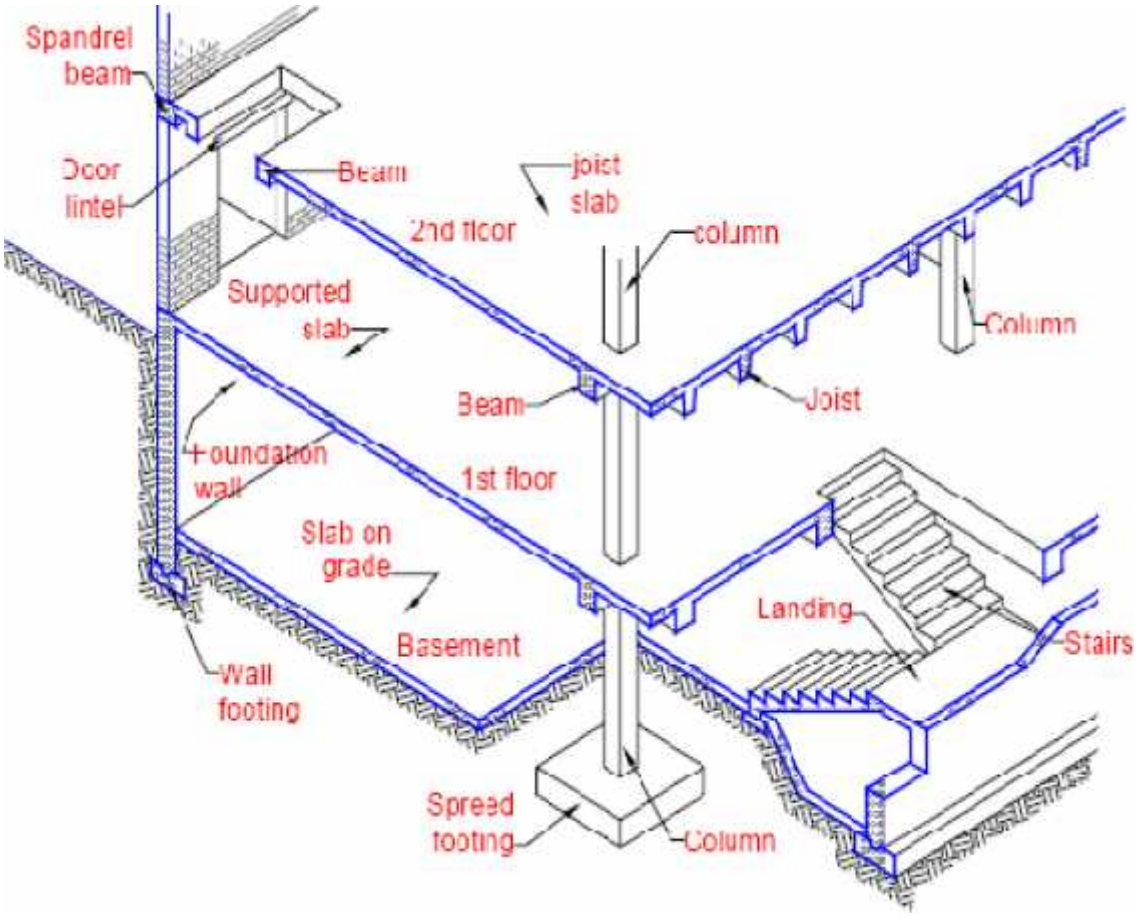
تحديد أحمال الزلازل والقوى الناتجة عنها في جدران القص سوف يتم اعتمادا على الكود الأمريكي.

علو المنشأ عن سطح البحر (متر)	أحمال الثلوج (kN/m^2)
250>h	**0**
500 > h > 250	**(h-250) /1000**
1500 > h > 500	**(h-400) / 400**
2500 > h > 1500	**(h – 812.5)/ 250**

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

3-5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

يتكون كل مبنى انشائي من عناصر إنشائية مختلفة تساعد على استمرار صلاحية الاستخدام به ، وهذه العناصر تشمل العقدات والجسور والأعمدة وجدران القص والاساسات.



الشكل (3-1) : بعض العناصر الانشائية للمبنى

3-5-1 العقدات:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمـال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمـدة، دون تعرضها إلى تشوهات. ولاختلاف المناسيب في قطعة الأرض المقام عليها المشروع، الذي اقتضى إلى التنوع المعماري في تصميم المجمع والى إحداث مناسيب إنشـائية فـي التصميم.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs).

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ،وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار ثلاثة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ،والذي سيوضـح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

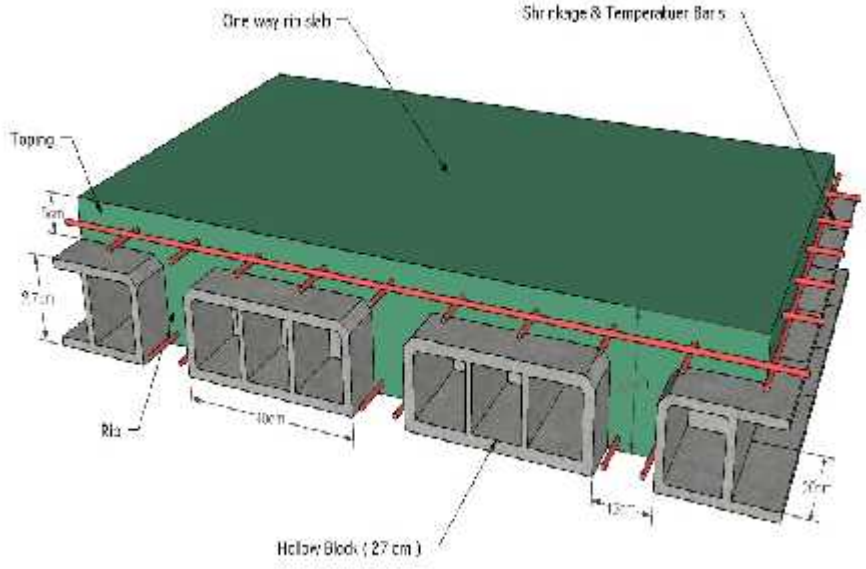
1. العقدات المصمتة (Solid Slabs).
2. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
3. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

3-5-1-1 العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين وسيتم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقـــدات بيت الدرج.

3-5-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

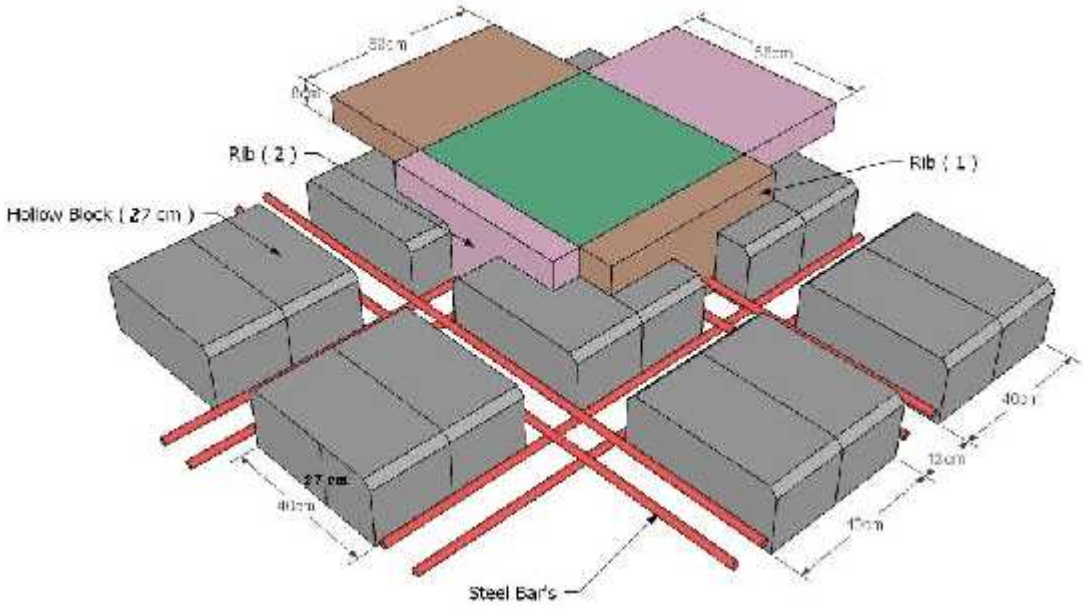
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ســـاقطة ،ويســـتخدم لبحور بين الأعمدة من 5 م إلى 7 م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقا لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (3-2): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد

3-5-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

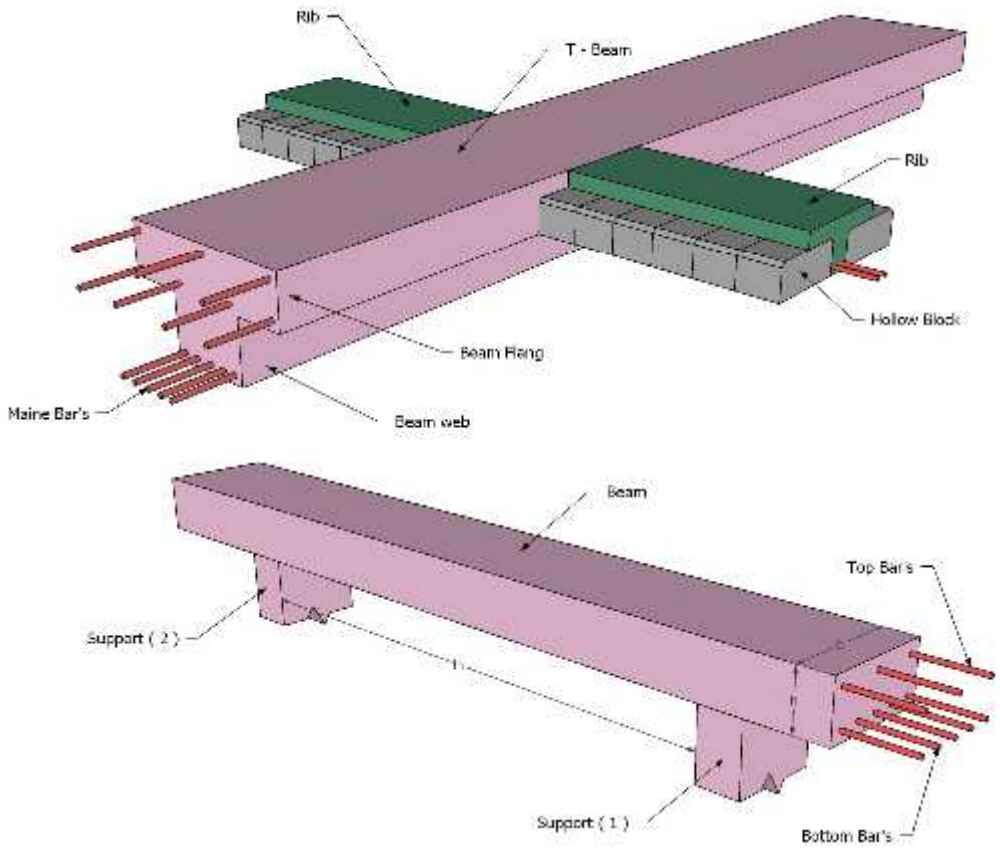
تم استخدامها لبعض أجزاء المبنى وخاصة للأجزاء ذات المساحات الكبيرة نسبياً.



الشكل (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

3-5-2 الجسور:

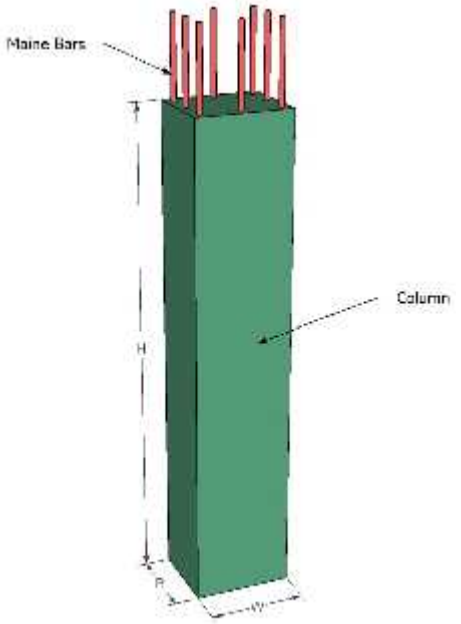
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقـــدة إلـــى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مسحورة _ أي مخفية داخل العقدات _ والجسور الســـاقطة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعـــدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلا عن الأحمال الكبيرة ،فـــإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر.



الشكل رقم(3-4): أشكال الجسور.

3-5-3 الأعمدة:

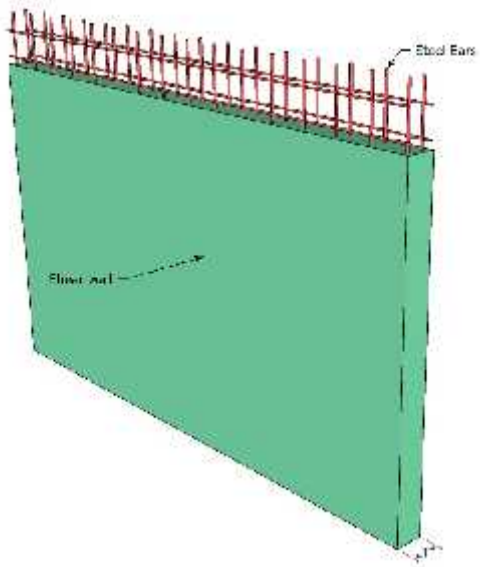
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلـــى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجـــب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،وأما بالنســـبة إلـــى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل.



الشكل رقم(3-5): أحد أشكال الأعمدة.

3-5-4 الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل رقم(3-6): جدار القص.

3-5-5 فواصل التمدد:

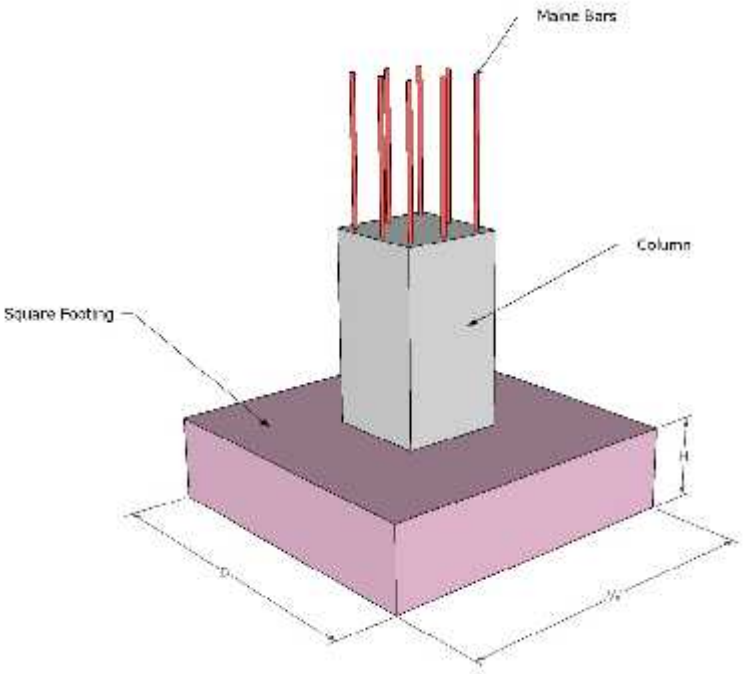
تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط. وقد تكون الفواصل للغرضين معا. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية. ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقا لما يلي:

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 هذه الفواصل الموضحة في المخططات المعمارية.

3-5-6 الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمـــال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع اســـتخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

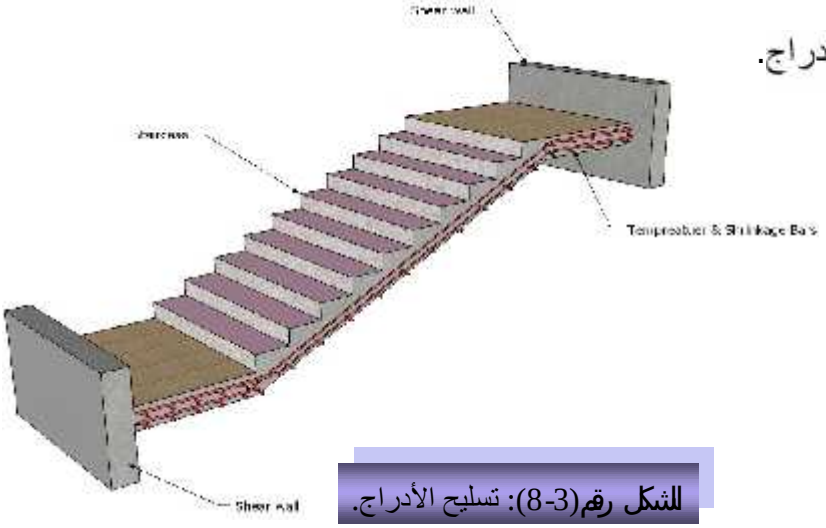


الشكل رقم(3-7): شكل أحد الأساسات"اساس منفرد".

3-5-7 الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب.

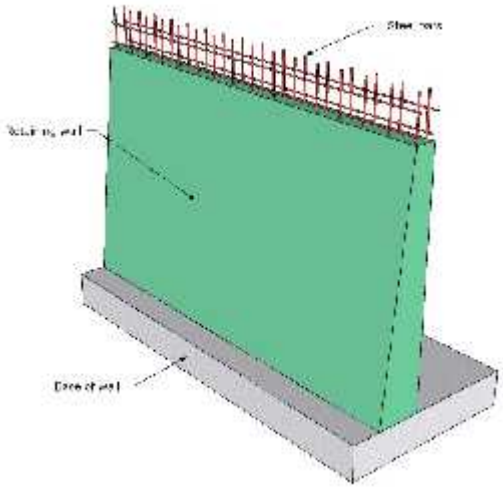
وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع. والشكل (3-8) يبين تسليح الأدراج.



الشكل رقم(3-8): تسليح الأدراج.

3-5-8 الجدران الاستنادية:

بسبب وجود طابق كامل تحت مستوى سطح الارض، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الاستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.



الشكل رقم(3-9) جدار استنادي.

3- 6 برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

1. AUTOCAD 2006/2004 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
2. Sketch up5: برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.
3. STAAD PRO: وذلك لرسم بعض العناصر الإنشائية.
4. ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
5. (Office 2003) : تم استخدامه**في كتابة النصوص** والتنسيق وإخراج المشروع.

Chapter Four 4

Structural Analysis and Design

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 - 3 Determination of thickness.

4 – 4 Load Calculation.

4 – 5 Design of Topping.

4 – 6 Design of rib (Rib 07) in the basement floor slab.

4 – 7 Design of Two Way Rib Slab.

4 – 8 Design of Beam (B23) in the basement floor slab.

4 – 9 Design of short Column.

4 – 10 Design of long Column.

4 – 11 Design of Isolated Footing.

4 – 12 Design of Strip Footing.

4 – 13 Design of Stairs.

4 – 14 Design of Two Way Solid slab.

4 – 15 Design of Basement Wall.

4 – 16 Design of Shear Wall.

4 – 17 Design of Retaining Wall.

4.1 Introduction

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structural members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In This Project, all of design calculations for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

4.2 Factored Loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \qquad ACI - 318 - 02\ (9.2.1)$$

4.3 Determination of Thickness:

4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:-

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

For rib (R07) in basement floor, as shown in fig (4.1).

Fig. (4-1) Rib (07) in the basement floor

Spans from left to right for one way slab:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.62}{18.5} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \qquad ACI\text{-}318\text{-}02 \quad (9.5a)$$

$$\frac{L}{21} = \frac{2.7}{21} = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{21} = \frac{2.7}{21} = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

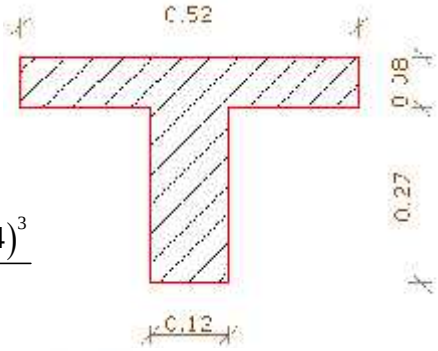
$$\frac{L}{21} = \frac{3.1}{21} = 0.147 \text{ m} = 14.7 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{21} = \frac{3.95}{21} = 0.188 \text{ m} = 18.8 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{18.5} = \frac{5}{18.5} = 0.270 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

4.3.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:-

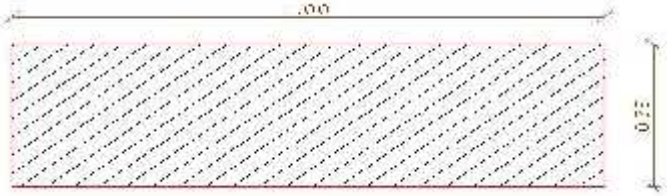
$$\overline{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A}$$



$$I_{rib} = \frac{2*0.2*0.08*0.04 + 0.12*0.35*0.175}{2*0.2*0.08 + 0.12*0.35} = 11.66\text{cm}$$

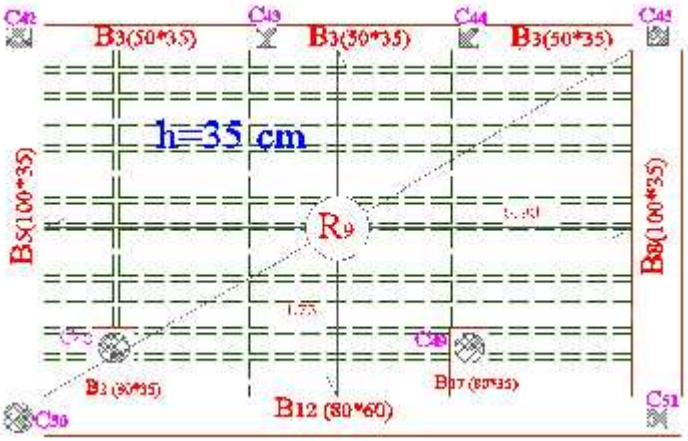
$$I_{rib} = \frac{0.52\times(0.1166)^3}{3} - \frac{(0.52-0.12)\times(0.006)^3}{3} + \frac{0.12\times(0.2334)^3}{3}$$

$$I_{rib} = 7.82\times10^{-4}\,m^4/b$$



$$I_{slab} = \frac{7.82\times10^{-4}}{0.52}\times 6.375 = 9.595\times10^{-4}\,m^4$$

$$I_b = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}*1*(0.35)^3 = 3.57*10^{-3}\,m^4$$



$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = \frac{3.57\times10^{-3}}{9.595\times10^{-4}} = 3.723$$

$$\alpha \ > 2 = 3.723$$

According to ACI-code**:**

Fig. (4-2) two way ribbed slab

$$h_m = \frac{l_n(0.8 + f_y/1500)}{36 + 9\beta}$$

ACI-318-02 (Eq: 9-12)

$$\beta = \frac{L_a}{L_b} = \frac{11.75}{6.9} = 1.7$$

$$h = \frac{11.75(0.8 + 400/1500)}{36 + 9\times1.7} = 0.2443\text{m} = 24.43\text{cm}$$

We select from one & two way ribbed slab, The Thickness of Ribbed Slab = 35 cm

4.4 Load Calculation:

First: One - way ribbed slab.

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

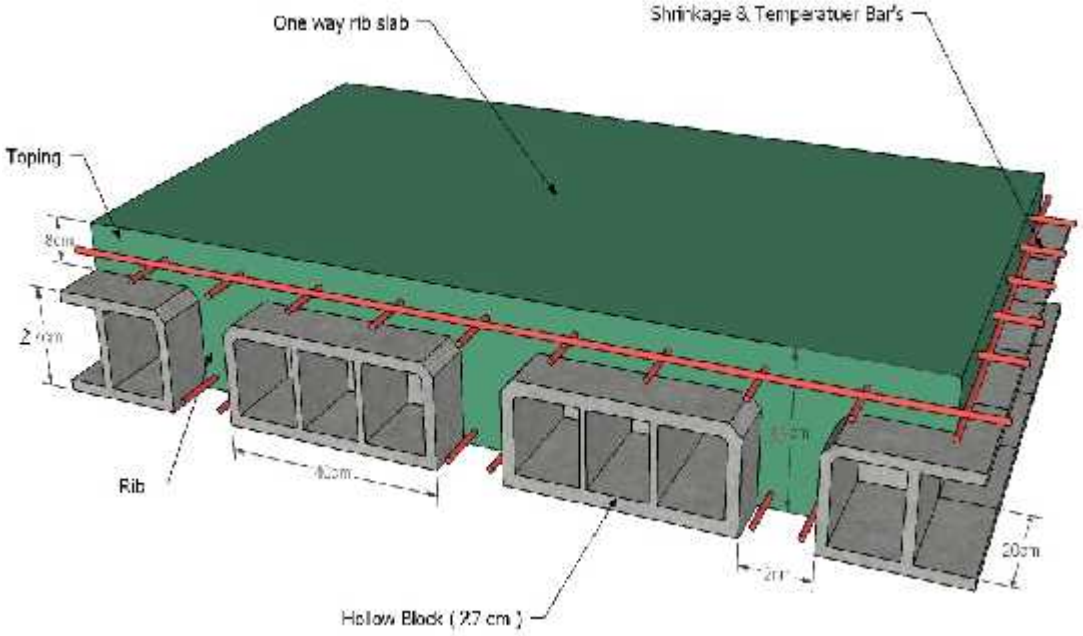


Fig. (4-3) One way ribbed slab

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Rib	0.12*0.27*24.5 = 0.7938 KN/m Linear
2	Top Slab	0.08*0.52*24.5 = 1.0192 KN/m Linear
3	Plaster	0.03*0.52*22 = 0.3432 KN/m Linear
4	Block	0.27*0.4*10 = 1.08 KN/m Linear
5	Sand Fill	0.12*0. 52*16.4 = 1.023 KN/m Linear
6	Tile & Mortar	0.05*0. 52*24 = 0. 624 KN/m Linear
		4.883 KN/m Linear

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way ribbbed slab.

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.7938 + 1.019 + 0.3432 + 1.08 + 0.624 + 1.023

= 4.883 KN/m of rib

Total dead load = 4.883 / 0.52 = 9.39 KN/m^2

Live load = 5 * 0.52 = 2.6 KN/m of rib

Factored dead Load = 1.2* 4.883 = 5.86 KN/m

Factored live Load = 1.6 * 2.6 = 4.16 KN/m

Second: Two-way ribbed slab.

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

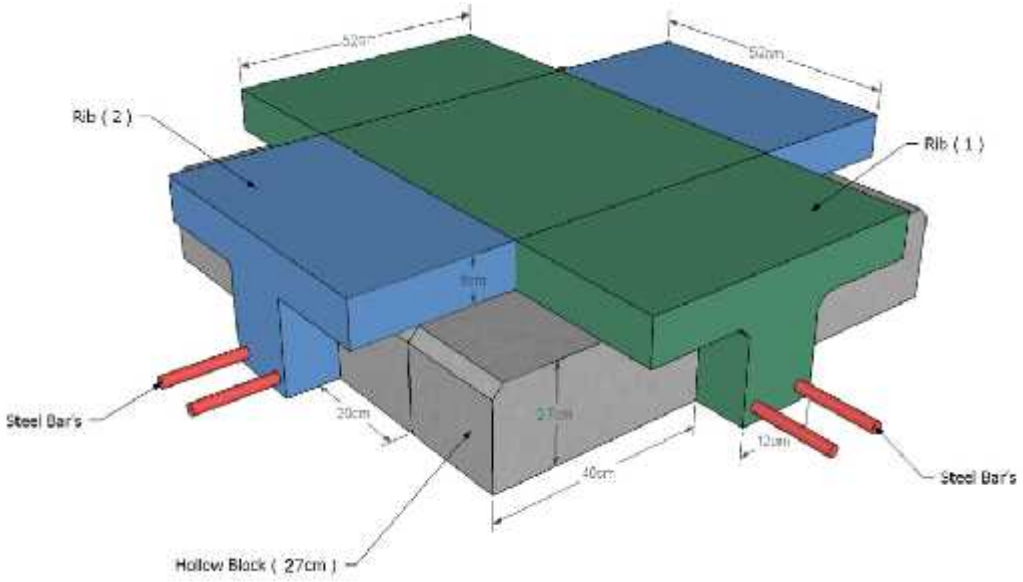


Fig. (4-4) Two way ribbed slab

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

(0.52*0.52) units

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Rib	0.12*0.27*(0.52+0.4)*24. 5 = 0.73 KN/unit
2	Top Slab	0.08*0.52*0.52*24. 5 = 0.53 KN/unit
3	Plaster	0.03*0.52*0.52*22 = 0.17 KN/unit
4	Block	0.27*0.4*0.4*10 = 0.432 KN/unit
5	Sand Fill	0.12*0. 52*0.52*16.4 = 0.53 KN/unit
6	Tile & Mortar	0.05*0. 52*0.52*24 = 0.324 KN/unit
		2.72 KN/unit

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for two way ribbed slab.

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.73 + 0.53 + 0.17 + 0.432 + 0.53 + 0.324 = 2.72 KN/unit

Dead load $_{total}$ = 2.72/(0.52*0.52) = 10.1 KN/ m^2.

Live load = 5 KN/m^2.

Factored dead Load = 1.2* 10.1 = 12.12 KN/m^2.

Factored live Load = 1.6 * 5 = 8 KN/m^2.

Wu = 12.12 + 8

= 20.12 KN/m^2

4.5 Design of Topping:

4.5.1 Design of Topping for One-Way Ribbed Slab:

Dead load = total dead load – dead load of one rib

$$DL = \left[\frac{4.883}{0.52}\right] - \left[\frac{0.7938}{0.52}\right] = 7.864 KN/m^2$$

Wu = (1.2 * 7.864) + (1.6 * 5)
= 17.436 KN/m^2

→ For a one meter strip Wu = 17.436 KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{Wu * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{17.436 * 0.4^2}{12} = 0.2324 \text{ KN.m}$$

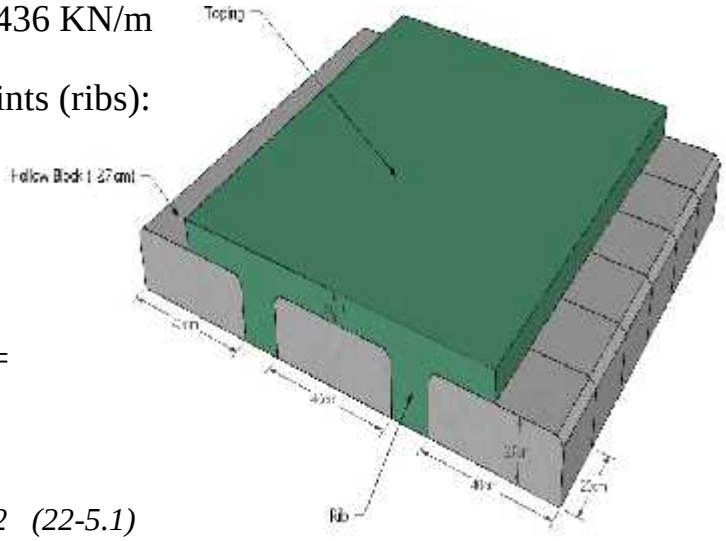


Fig. (4-5) Topping of slab

$$f_c' = 0.8 * 30 = 24$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa) \qquad ACI\text{-}318\text{-}02 \quad (22\text{-}5.1)$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{24}(MPa) = 2.06\,MPa$$

$$= 2.06 \times 10^{-3} \times 10^{6} = 2060\,KN/m^2$$

Mn = fr * s

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3}\,m^3$$

Mn = 2060* 1.06×10^{-3} = 2.184 KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.184= 1.201 KN.m

Φ Mn = 1.201 KN.m > Mu = 0.2324 KN.m

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

ρ =0.0018 *ACI-318-02 (7.12.2)*

As = ρ * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 cm^2/1m

Use 1Φ 8 / 25 cm (4Φ8 / 1m), with $As_{provided}$ = 2.00 cm^2/1m both directions.

4.5.2 Design of Topping for Two-Way Ribbed Slab:

It is apparent that the topping slab in two-way action is even stronger than that for one-way ribbed slabs. Therefore, only shrinkage and temperature reinforcement needs to be provided, with the same design as before.

Use 1Φ 8 / 25 cm (4Φ8 / 1m), with $As_{provided}$ = 2.00 m^2/1m both directions.

4.6 Design of Rib (07) in basement floor:

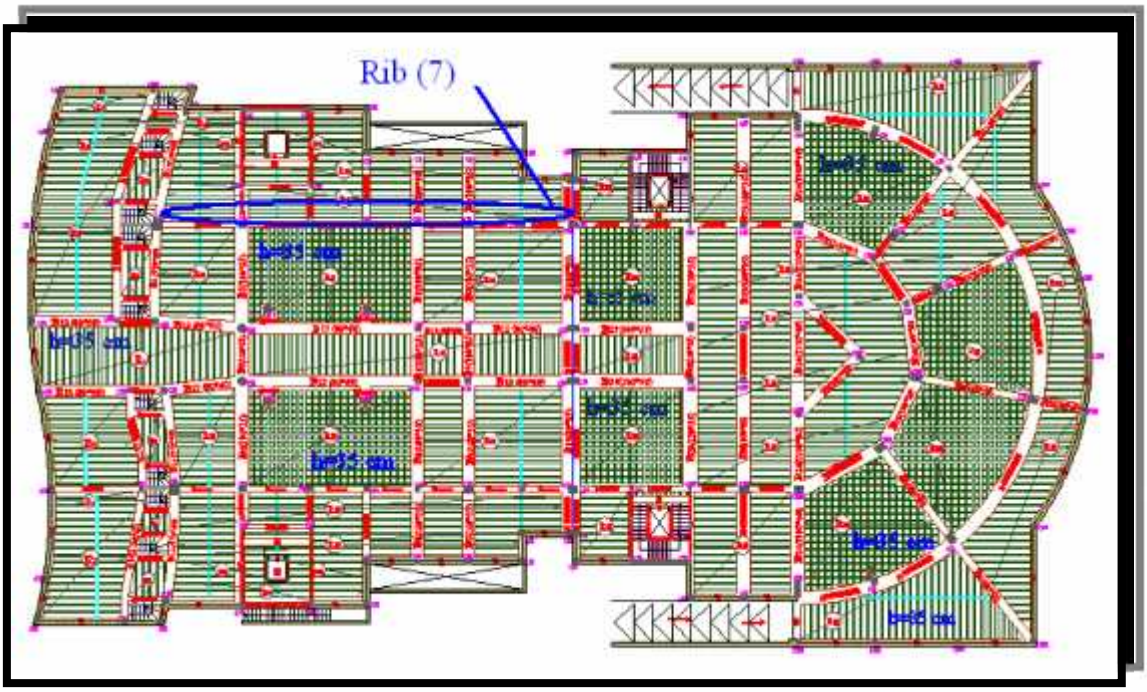


Fig.(4-6) Rib location

By using ATIR program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

Fig. (4 - 7) Spans length of rib (07).

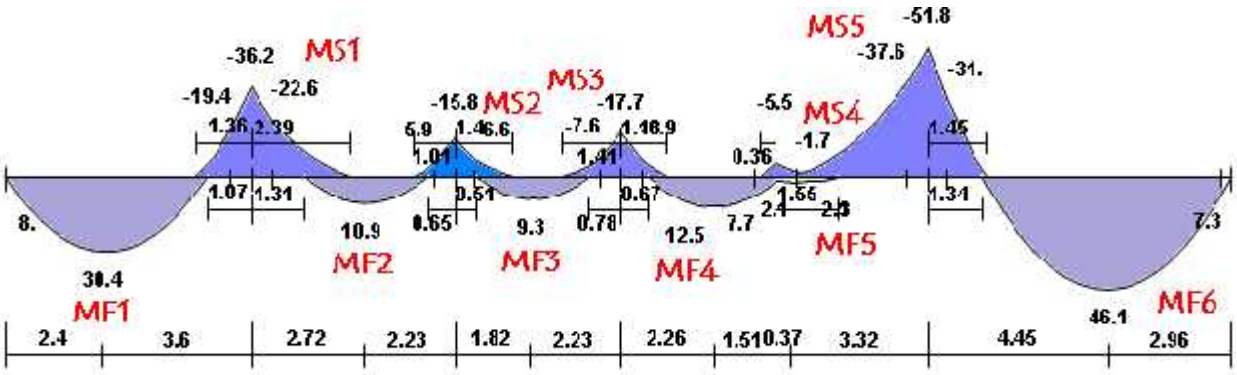


Fig. (4 - 8) Moment diagram for rib (07)-

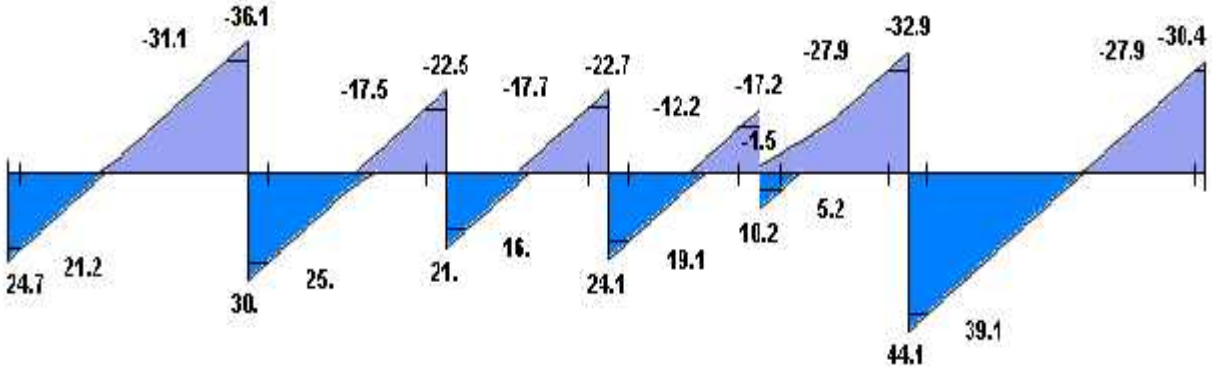


Fig. (4 - 9) Shear diagram for rib (07)-(KN).

4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 07-MF1):

This design for 6 m span (MF1),

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 6 / 4 =1.5 m = 150 cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = bw+Lc/2 = 12+515/2 = 269.5 cm

Control ……. 52cm

» Use M_u max positive for span = 30.4 kN.m

$M_{n\ required}$ = 30.4/0.9 = 33.8 kN.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (24) (80) (520)/1000 =848.6 KN

d = h – cover - d/2 = 35 – 2 – 1.2/2 = 32.4 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (324 – 0.5 (80))/1000 = 241 KN.m

$M_{n\ available}$ = 241 KN.m > $M_{n\ required}$ = 33.8 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.19 cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36 cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.19 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{33.8 * (10)^6}{(520)(324)^2} = 0.62$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.62}{400}}\right) = 0.0015$$

A_S = 0.0015(52) (32.4) = 2.65 cm^2 > $A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

$A_{s\ req}$= 2.65 cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 2.65/1.53 = 1.73 * Note $A_{\Phi 14}$ = 1.53 cm^2

Select bottom bars 2Φ14

Total $As_{(provide)}$ =3.06 **cm^2**

*** Check of strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$3.06 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 11.53mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{11.53}{0.85} = 13.56mm$$

$$£_s = \frac{324 - 13.56}{13.56} \times 0.003 = 0.06868$$

$$£_s = 0.06868 > 0.005$$

Ok…….

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS1):

The maximum negative moment (MS1) from spans with support is

Mu = 22.6 kN.m

Mn = 22.6/ 0.9 = 25.11 kN.m

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(b = b_w)

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.2cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

m = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{25.11 * (10)^6}{(120)(324)^2} = 1.99$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 1.99}{400}}\right) = 0.0052$$

$A_s = 0.0052(12)(32.4) = 2\ cm^2 > A_s\ min = 1.36\ cm^2$

$A_{s\ req} = 2\ cm^2$

# of bars = $A_s / A_{s\ bar} = 2/1.13 = 1.77$ * Note $A_{\Phi 12} = 1.13\ cm^2$

Select bar 2 Φ 12

Total $As_{(provide)} = 2.26\ \mathbf{cm^2}$

*** Check of strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$2.26 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 37mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{37}{0.85} = 43.4mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{324 - 43.4}{43.4} \times 0.003 = 0.019$$

$$\varepsilon_s = 0.019 > 0.005$$

Ok…….

4.6.3 Design of Positive Moment for (Rib 07-MF2):

This design for 4.95 m span (MF2),

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 4.95 / 4 =1.237m = 123.7 cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = bw+Lc/2 = 12+515/2 = 209.5 cm

Control ……. 52cm

» Use M_u max positive for span = 10.9 kN.m

$M_{n\ required}$ = 10.9/0.9 = 12.11 kN.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (24) (80) (520)/1000 =848.6 KN

d = h – cover - d/2 = 35 – 2 – 1.2/2 = 32.4 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (324 – 0.5 (80))/1000 = 241 KN.m

$M_{n\ available}$ = 241 KN.m > $M_{n\ required}$ = 12.11 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.19 cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36 cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.19 cm^2

$A_{s\ min} = 1.36\ cm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{12.11 * (10)^6}{(520)(324)^2} = 0.221$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.221}{400}}\right) = 0.00055$$

$A_s = 0.00055(52)\ (32.4) = 0.94\ cm^2 < A_{s\ min} = 1.36\ cm^2$

$A_{s\ req}$= 1.36 cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1.36/1.13 = 1.21 * Note $A_{\Phi 12} = 1.13\ cm^2$

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =2.26 **cm^2**

*** Check of strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$2.26 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.52mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{8.52}{0.85} = 10mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{324 - 10}{10} \times 0.003 = 0.0942$$

$$\varepsilon_s = 0.0942 > 0.005$$

Ok…….

4.6.4 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS2):

The maximum negative moment (MS2) from spans with support is

Mu = 6.6 kN.m

Mn = 6.6/ 0.9 = 7.23 kN.m

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(b = b_w)

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.2 cm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36 cm^2$$

A_s min = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

A_s min = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

A_s min = 1.36 cm^2

m = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7.23 * (10)^6}{(120)(324)^2} = 0.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.58}{400}}\right) = 0.00147$$

A_s = 0.00147(12) (32.4) = 0.57 cm^2 < A_s min = 1.36 cm^2

$A_{s\ req}$= 1.36 cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1.36/1.13 = 1.2 * Note $A_{\Phi 12}$ = 1.13 cm^2

Select bar 2 Φ 12

Total $As_{(provide)}$ = 2.26 **cm^2**

*** Check of strain:**

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$2.26 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$

$a = 37mm$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{37}{0.85} = 43.4mm$$

$$£_s = \frac{324 - 43.4}{43.4} \times 0.003 = 0.019$$

$£_s = 0.019 > 0.005$

Ok…….

4.6.5 Design of Positive Moment for (Rib 07-MF3):

This design for 4.05 m span (MF3),

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 4.05 / 4 =1.5 m = 101.25 cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = bw+Lc/2 = 12+305/2 = 164.5 cm

Control ……. 52cm

» Use M_u max positive for span = 9.3 kN.m

$M_{n\ required}$ = 9.3/0.9 = 10.33 kN.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (24) (80) (520)/1000 =848.6 KN

d = h – cover - d/2 = 35 – 2 – 1.2/2 = 32.4 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (324 – 0.5 (80))/1000 = 241 KN.m

$M_{n\ available}$ = 241 KN.m > $M_{n\ required}$ = 10.33 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.19 cm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36 cm^2$$

A_s min = 1.36 cm^2 ≥ 1.19 cm^2

A_s min = 1.36 cm^2

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{10.33 * (10)^6}{(520)(324)^2} = 0.189$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.189}{400}}\right) = 0.00047$$

A_S = 0.00047(52) (32.4) = 0.79 cm^2 < A_s min = 1.36 cm^2

$A_{s\ req}$= 1.36cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1.36/1.13 = 1.2 * Note $A_{\Phi 12}$ = 1.13 cm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =2.26 **cm^2**

*** Check of strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$2.26 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.52mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{8.52}{0.85} = 10mm$$

$$£_s = \frac{324 - 10}{10} \times 0.003 = 0.0942$$

$$£_s = 0.0942 > 0.005$$

Ok…….

4.6.6 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS3):

The maximum negative moment (MS3) from spans with support is

Mu = 7.6kN.m

Mn = 7.6/ 0.9 = 8.44 kN.m

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(b = b_w)

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.2cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

m = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8.44 * (10)^6}{(120)(324)^2} = 0.67$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.67}{400}}\right) = 0.0017$$

$A_s = 0.0017(12)(32.4) = 0.66\ cm^2 < A_s\ min = 1.36\ cm^2$

$A_{s\ req}$= 1.36 cm^2

# of bars = $A_s / A_{s\ bar} = 1.36/1.13 = 1.2$ * Note $A_{\Phi 12} = 1.13\ cm^2$

Select bar 2 Φ 12

Total As $_{(provide)}$ = 2.26 **cm^2**

* Check of strain:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$2.26 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 37mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{37}{0.85} = 43.4mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{324 - 43.4}{43.4} \times 0.003 = 0.019$$

$$\varepsilon_s = 0.019 > 0.005$$

Ok…….

4.6.7 Design of Positive Moment for (Rib 07-MF4):

This design for 3.77 m span (MF4),

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 3.77 / 4 =.9425 m = 94.25 cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = bw+Lc/2 = 12+305/2 = 150.5 cm

Control ……. 52cm

» Use M_u max positive for span = 12.5 kN.m

$M_{n\ required}$ = 12.5/0.9 = 13.88 kN.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (24) (80) (520)/1000 =848.6 KN

d = h – cover - d/2 = 35 – 2 – 1.2/2 = 32.4 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (324 – 0.5 (80))/1000 = 241 KN.m

$M_{n\ available}$ = 241 KN.m > $M_{n\ required}$ = 10.33 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.19 cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36 cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.36 $cm^2 \geq$ 1.19 cm^2

$A_{s\ min} = 1.36\ cm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{13.88 * (10)^6}{(520)(324)^2} = 0.25$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.25}{400}}\right) = 0.00064$$

$A_S = 0.00064(52)\ (32.4) = 1.08\ cm^2 < A_{s\ min} = 1.36\ cm^2$

$A_{s\ req}$= 1.36cm^2

# of bars = $A_s / A_{s\ bar} = 1.36/1.13 = 1.2$ * Note $A_{\Phi 12} = 1.13\ cm^2$

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =2.26 **cm^2**

*** Check of strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$2.26 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.52mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{8.52}{0.85} = 10mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{324 - 10}{10} \times 0.003 = 0.0942$$

$$\varepsilon_s = 0.0942 > 0.005$$

Ok…….

4.6.8 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS4):

The maximum negative moment (MS4) from spans with support is

Mu = 1.7kN.m

Mn = 1.7/ 0.9 = 1.88 kN.m

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(b = b_w)

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.2cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

m = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.88 * (10)^6}{(120)(324)^2} = 0.15$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.15}{400}}\right) = 0.00037$$

A_s = 0.00037(12) (32.4) = 0.14 cm^2 < $A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

$A_{s\ req}$= 1.36 cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1.36/1.13 = 1.2 * Note $A_{\Phi 12}$ = 1.13 cm^2

Select bar 2 Φ 12

Total $As_{(provide)}$ = 2.26 **cm^2**

*** Check of strain:**

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$2.26 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$

$a = 37mm$

$X = \frac{a}{0.85} = \frac{37}{0.85} = 43.4mm$

$£_s = \frac{324 - 43.4}{43.4} \times 0.003 = 0.019$

$£_s = 0.019 > 0.005$

Ok…….

4.6.9 Design of Positive Moment for (Rib 07-MF5):

This design for 3.69 m span (MF5),

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 3.69 / 4 =0.9225 m = 92.25 cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = bw+Lc/2 = 12+305/2 = 146.5 cm

Control ……. 52cm

» Use M_u max positive for span = 2.3 kN.m

$M_{n\ required}$ = 2.3/0.9 = 2.5 kN.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 *fc* t b_E = 0.85 (24) (80) (520)/1000 =848.6 KN

d = h – cover - d/2 = 35 – 2 – 1.2/2 = 32.4 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (324 – 0.5 (80))/1000 = 241 KN.m

$M_{n\ available}$ = 241 KN.m > $M_{n\ required}$ = 10.33 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.19 cm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36 cm^2$$

$A_s\ min$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.19 cm^2

$A_s\ min$ = 1.36 cm^2

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2.5 * (10)^6}{(520)(324)^2} = 0.045$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.045}{400}}\right) = 0.000114$$

A_S = 0.000114(52) (32.4) = 0.19 cm^2 < $A_s\ min$ = 1.36 cm^2

$A_{s\ req}$= 1.36cm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1.36/1.13 = 1.2 * Note $A_{\Phi 12}$ = 1.13 cm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =2.26 **cm^2**

*** Check of strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$2.26 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.52mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{8.52}{0.85} = 10mm$$

$$£_s = \frac{324 - 10}{10} \times 0.003 = 0.0942$$

$$£_s = 0.0942 > 0.005$$

Ok…….

4.6.10 Design of Negative Moment for (Rib 07-MS5):

The maximum negative moment (MS5) from spans with support is

Mu = 37.6kN.m

Mn = 37.6/ 0.9 = 41.77 kN.m

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(b = b_w)

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.2cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.2 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

m = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{41.77 * (10)^6}{(120)(324)^2} = 0.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.76}{400}}\right) = 0.00195$$

$A_s = 0.00195(12)(32.4) = 3.28\ cm^2 > A_s\ min = 1.36\ cm^2$

$A_{s\ req}$= 3.28 cm^2

# of bars = $A_s / A_{s\ bar} = 3.28/2 = 1.64$ * Note $A_{\Phi 16} = 2\ cm^2$

Select bar 2 Φ 16

Total As $_{(provide)}$ = 4 **cm^2**

* Check of strain:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$4 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 65.35mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{65.35}{0.85} = 76.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{324 - 76.9}{76.9} \times 0.003 = 0.009$$

$$\varepsilon_s = 0.009 > 0.005$$

Ok…….

4.6.11 Design of Positive Moment for (Rib 07-MF6):

This design for 7.41 m span (MF6),

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 7.41 / 4 = 1.85 m =185 cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = bw+Lc/2 = 12+666/2 = 345 cm

Control ……. 52cm

» Use M_u max positive for span = 46.1 kN.m

$M_{n\ required}$ = 46.1/0.9 = 51.2 kN.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (24) (80) (520) =848.6 KN

d = h – cover - d/2 = 35 – 2 – 1.2/2 = 32.4 cm

M_n = T or C (d – 0.5 a) = 848.6 (324 – 0.5 (80))/1000 = 241 KN.m

$M_{n\ available}$ = 241 KN.m > $M_{n\ required}$ = 13.88 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(324) = 1.19 cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(120)(324) = 1.36 cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2 ≥ 1.19 cm^2

$A_{s\ min}$ = 1.36 cm^2

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85(24)} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{51.2 * (10)^6}{(520)(324)^2} = 0.93$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.93}{400}}\right) = 0.0024$$

$A_S = 0.0024(52)\,(32.4) = 4\ cm^2 > A_s\ min = 1.36\ cm^2$

$A_{s\ req}$= 4 cm^2

# of bars = $A_s / A_{s\ bar} = 4/2 = 2$ * Note $A_{\Phi 16} = 2\ cm^2$

Select bottom bars 2Φ16

Total $As_{(provide)}$ =4 **cm^2**

*** Check of strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$4 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 65.35mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{65.35}{0.85} = 76.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{324 - 76.9}{76.9} \times 0.003 = 0.009$$

$$\varepsilon_s = 0.009 > 0.005$$

Ok…….

4.6.12 Design of Shear for (Rib 07):-

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

= (0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 120* 324) = 23.8 KN

V_u = 39.1 KN > Φ Vc (From Shear Envelop)

ΦV_{smin} =($\Phi \frac{1}{3}$ * bw * d) =(0.75$\frac{1}{3}$*120*324) = 9.72 KN.

Φ Vc + min Φ Vc = 33.52 KN

Φ Vc + $\Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'}$ * bw * d = 23.8 + 0.75 * $\frac{1}{3}$*$\sqrt{24}$*120*324 = 71.4 KN

Φ Vc + min Φ Vc < V_u < Φ Vc + $\Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'}$ * bw * d

33.52<39.1<71.4

Category (4)satisfy

Φ Vs = V_u - Φ Vc = 39.1 – 23.8 = 15.3 KN

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs}$$

$$= \frac{0.75 \times (2 \times 50) \times 400 \times 324}{15.3 \times 10^3} = 635.3mm = 63.5cm$$

S = d/2 = 32.4/2 = 16.2 cm

S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

$$¤\ Vs = \frac{¤ * Av * Fy * d}{S}$$

$$\Phi Vs = \frac{0.75 \times (2 \times 50) \times 400 \times 324}{150} = 64.8KN$$

Then use ¤ 8 @ 15cm

4.7 Design of Two Way Ribbed Slab:

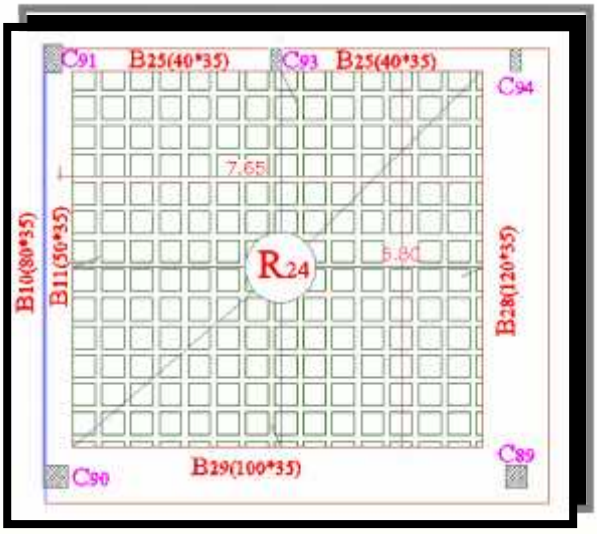


Fig. (4-10) Two Way Ribbed Slab with 35 cm Thickness.

4.7.1 Determination of coefficients:

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{7.65}{6.8} = 1.125$$

$$Kfx = 36.7$$
$$Kfy = 62.25$$

$$Ksx = 14.5$$
$$Ksy = 17.65$$

$$KAx = 1.99$$
$$KAy = 2.01$$

Reduction factors from Appendix A.

4.7.2 Internal forces and moments:

$$qu = 10.1 \ KN/m^2$$

$$qu = 1.2 \times D + 1.6 \times L$$

$$qu = 1.2 \times 10.1 + 1.6 \times 5 = 20.12 \ KN/m^2$$

4.7.3 Determination of b_E in X-direction

$$bE = \frac{L}{4} = \frac{6.8}{4} = 1.7m$$
$$bE = bw + 16t = 0.12 + 16 \times 0.08 = 1.4m$$
$$bE = C/C = 0.52m$$

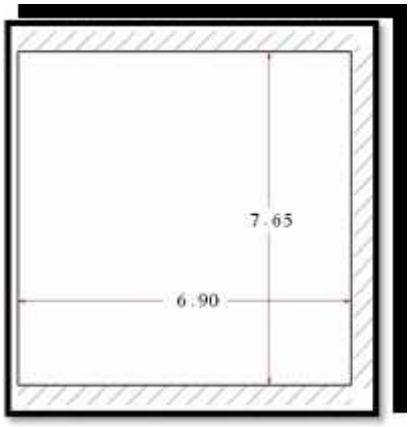


Fig. (4-11) Structural system of Two-Ribbed Slab KN.m.

4.7.4 Determination of b_E in Y-direction

$$bE = \frac{L}{4} = \frac{7.65}{4} = 1.91m$$
$$bE = bw + 16t = 0.12 + 16 \times 0.08 = 1.75$$
$$bE = C/C = 0.52m$$

For 0.52 m width in x direction:

$$qu = 20.12 \times 0.52 = 16.46kN/m$$

For 0.52 m width in y direction:

$$qu = 20.12 \times 0.52 = 16.46kN/m$$
$$Mux(+) = \frac{qu \times Lx^2}{kfx} = \frac{10.46 \times 6.8^2}{36.7} = 13.2kN.m/m$$
$$Muy(+) = \frac{qu \times Lx^2}{kfy} = \frac{10.46 \times 6.8^2}{62.25} = 7.77kN.m/m$$
$$Muy(-) = \frac{qu \times Lx^2}{ksy} = \frac{10.46 \times 6.8^2}{17.65} = 27.4kN.m/m$$
$$Mux(-) = \frac{qu \times Lx^2}{ksx} = \frac{10.46 \times 6.8^2}{14.5} = 33.35kN.m/m$$
$$Ax = \frac{qu \times Lx}{ksx} = \frac{10.46 \times 6.8}{1.99} = 35.7kN/m$$
$$Ay = \frac{qu \times Lx}{ksy} = \frac{13 \times 6.8}{2.01} = 35.38kN/m$$

$Mux = 13.2kN.m/m$

$Muy(+) = 7.77kN.m/m$

$Muy(-) = 27.4kN.m/m$

$Mux(-) = 33.35kN.m/m$

Increasing of feild moments:

mfx=1.1

mfy=1.085

$Mux(+) = 13.2 \times 1.1 = 14.52kN.m/m$

$Muy(+) = 7.77 \times 1.085 = 8.43kN.m/m$

$Mux(-) = 33.35 \times 1.1 = 36.685kN.m/m$

$Muy(-) = 27.4 \times 1.085 = 29.729.kN.m/m$

4.7.5 Design of Positive Reinforcement in X -direction

$$Mnx = \frac{Mux}{0.9} = \frac{14.52}{0.9} = 16.13kN.m/m$$

check if a ≤ t:

Assume a = t = 8cm

$C = 0.85 \times fc` \times bE \times t$

$C = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 = 848.64kN$

$$Mn = CorT \times (d - \frac{a}{2})$$

$$d = h - c - (\frac{\Phi}{2}) - \Phi s = 35 - 2 - \frac{1.2}{2} - 0.8 = 31.6cm$$

$$Mnx = 848.64 \times (0.316 - \frac{0.08}{2}) = 234.225kN.m$$

$Mnx = 234.225kN.m >>> Mn_{req} = 16.13kN.m/m$

$\therefore a < t$

∴ Design as rectangular section with b = bE = 52cm.

Mn=16.13kN.m/m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{(16.13)*10^6}{520 \times 316^2} = 0.31Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.31}{400}} \right] = 7.81 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \rho \times bE \times d$$

$$As_{req} = 5.03 \times 10^{-4} \times 75 \times 46.6 = 1.28 cm^2$$

$$\text{As}_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$\text{As}_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 120 \times 316}{400} = 1.16 cm^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{400} = 1.33 cm^2$$

$$As_{req} = 1.28 cm^2 < \text{As}_{\min} = 1.33 cm^2$$

$$\therefore As_{req} = \text{As}_{\min} = 1.33 cm^2$$

select 2Φ12 with As=2.26>$\text{As}_{\min} = 1.33 cm^2$

Select bottom bars 2Φ12 with As = 2.26 cm² > As_{min} = 1.33 cm²

Check of strain

$$Tension = Compression$$

$$T = C$$

$$As \times fy = 0.85 \times fc' \times bE \times a$$

$$226 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a \Rightarrow a = 8.52 mm.$$

$$X = \frac{a}{B_1} = \frac{8.52}{0.85} = 10 mm.$$

$$\in_s = \frac{d - x}{x} \times 0.003$$

$$= \frac{316 - 10}{10} \times 0.003$$

$$= 0.0918 > 0.005 \Rightarrow ok$$

4.7.6 Design of Negative Reinforcement in X -direction

$$\text{-MnX} = \frac{\text{-MuX}}{0.9} = \frac{36.685}{0.9} = 40.76 kN.m/m$$

$$d = h - c - (\frac{\Phi}{2}) - \Phi s = 35 - 2 - \frac{1.2}{2} - 0.8 = 31.6 cm$$

$\therefore$ Design as rectangular section with b = bw = 12cm.

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{bw} \times \text{d}^2} = \frac{40.75 \times 10^6}{120 \times 316^2} = 3.4 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 3.4}{400}} \right] = 9.35 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times bw \times d$$

$$As_{req} = 9.35 \times 10^{-3} \times 12 \times 31.6 = 3.55 cm^2$$

$$As_{req} = 3.55 cm^2 > \text{As}_{\min} = 1.33 cm^2$$

Select 2Φ16 with As = 4.019 $>\text{As}_{req}=3.55\text{cm}^2$

Select bottom bars 2Φ16 with As = 4.019 cm² > $\text{As}_{\min}$ = 3.55 cm²

Check of strain:

Tension = Compression

T=C

$$As \times fy = 0.85 \times fc' \times bw \times a$$

$$401 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a \Rightarrow a = 65.52 mm.$$

$$X = \frac{a}{B_1} = \frac{65.52}{0.85} = 77.08 mm.$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \times 0.003$$

$$= \frac{316 - 77.08}{77.08} \times 0.003$$

$$= 0.0929 > 0.005 \Rightarrow ok$$

4.7.7 Design of Positive Reinforcement in y -direction

$$+\text{Mny} = \frac{+\text{Muy}}{0.9} = \frac{8.43}{0.9} = 9.36 kN.m/m$$

check if a ≤ t:

Assume a=t= 8 cm

$$C = 0.85 \times fc` \times bE \times t$$

$$C = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 = 848.64 kN$$

$$Mn = CorT \times (d - \frac{a}{2})$$

$$d = h - c - (\frac{\Phi}{2}) - \Phi s = 35 - 2 - \frac{1.2}{2} - 0.8 = 31.6 cm$$

$$Mny = 848.64 \times (0.316 - \frac{0.08}{2}) = 234.22 kN.m$$

$$Mny = 234.22 kN.m >>> Mn_{req} = 9.36 kN.m/m$$

$$\therefore a < t$$

$\therefore$ Design as rectangular section with b=bE=52cm.

Mn= 9.36 kN.m/m

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} = \frac{(9.36) * 10^6}{520 \times 316^2} = 0.18 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.18}{400}} \right] = 4.52 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \rho \times bE \times d$$

$$As_{req} = 4.52 \times 10^{-4} \times 52 \times 31.6 = 0.743 cm^2$$

$$As_{req} = 0.743 cm^2 < \text{As}_{\min} = 1.33 cm^2$$

select 2Φ12 with As=2.26 > $\text{As}_{\min} = 1.33 cm^2$

Select bottom bars 2Φ12 with As = 2.26 cm² > $\text{As}_{\min}$ = 1.33 cm²

Check of strain:

Tension = Compression

T=C

$As \times fy = 0.85 \times fc' \times bE \times a$

$226 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a \Rightarrow a = 8.5mm.$

$X = \frac{a}{B_1} = \frac{8.5}{0.85} = 10mm.$

$£_s = \frac{d-x}{x} \times 0.003$

$= \frac{316-10}{10} \times 0.003$

$= 0.091 > 0.005 \Rightarrow ok$

4.7.8 Design of Negative Reinforcement in y -direction

$\text{-Mny} = \frac{\text{-Muy}}{0.9} = \frac{29.729}{0.9} = 33.03kN.m/m$

$d = h - c - (\frac{\Phi}{2}) - \Phi s = 35 - 2 - \frac{1.2}{2} - 0.8 = 31.6cm$

∴ Design as rectangular section with b = bw = 12cm.

$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{bw} \times \text{d}^2} = \frac{33.03 \times 10^6}{120 \times 316^2} = 2.756Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$

$° _{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right]$

$° _{req} = \frac{1}{19.6} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 2.756}{400}}\right] = 7.43 \times 10^{-3}$

$As_{req} = ° \times bw \times d$

$As_{req} = 7.43 \times 10^{-3} \times 12 \times 31.6 = 2.82cm^2$

$As_{req} = 2.82cm^2 > \text{As}_{\min} = 2.33cm^2$

Select 2Φ14 with As =3.08 >As_{req}=2.82cm^2

Check of strain:

Tension = Compression

T=C

$As \times fy = 0.85 \times fc' \times bw \times a$

$308 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a \Rightarrow a = 50.33mm.$

$X = \frac{a}{B_1} = \frac{50.33}{0.85} = 59.2mm.$

$£_s = \frac{d-x}{x} \times 0.003$

$= \frac{316-59.2}{59.2} \times 0.003$

$= 0.013 > 0.005 \Rightarrow ok$

4.7.9 Design of Shear

4.7.9.1 Design of Shear Reinforcement in x-direction

$Vu = Ax - qu_x . \frac{a}{2}$ (At the critical section)

$Vu = 35.7 - 10.46 \times \frac{1}{2} = 30.47kN$

$\frac{1}{2}.\Phi.Vc = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$

$\frac{1}{2}.\Phi.Vc = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 120 \times 316$

$\frac{1}{2}.\Phi.Vc = 11.61kN$

$\frac{1}{2}.\Phi.Vc = 11.61kN < Vu = 30.47kN$

$\therefore$ Shear reinforcement is required.

$\Phi.Vc < Vu$

$23.22kN < 30.47kN.$

$\Phi \ V_{smin} = (\ \Phi * \frac{1}{3} \ * \ bw \ * \ d) = (0.75 * \frac{1}{3} * 120 * 316) = 9.48 \text{ KN}$

Φ Vc + minΦ Vc = 32.7 KN

$\Phi.Vc < Vu < \Phi.Vc + \Phi.\text{Vs}_{\min}$

$23.22 < 30.47 < 32.7$

$\Rightarrow$ Catigory No 3 is satisfied.

min. reinforcement is required.

$\Phi.\text{Vs}_{\text{req}} = \min \Phi.\text{Vs}$

$\min \Phi.\text{Vs}=9.48kN$

Assume Φ8-2legs.

$\text{Av}=2\times\frac{®}{4}(8)^2 = 100.53mm^2.$

$\min \Phi.\text{Vs}=\frac{\Phi.Av.fy.d}{S_{req}}$

$9.48\times10^3 = \frac{0.75\times100.53\times400\times316}{S_{req}} \Rightarrow S_{req} = 1005.3mm$

$S \le \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158mm$

$\therefore$ Select S=150mm=15cm.

Select Φ8@ 15cm

4.7.9.2 Design of Shear Reinforcement in y-direction

$Vu = Ax - qu_x.\frac{a}{2}$(At the critical section)

$Vu = 35.38 - 10.46\times\frac{1}{2} = 30.15kN$

$\frac{1}{2}.\Phi.Vc = \frac{1}{2}\times0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{fc'}\times bw\times d$

$\frac{1}{2}.\Phi.Vc = \frac{1}{2}\times0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{24}\times120\times316$

$\frac{1}{2}.\Phi.Vc = 11.61kN$

$\frac{1}{2}.\Phi.Vc = 11.61kN < Vu = 30.15kN$

$\therefore$ Shear reinforcement is required.

$\Phi.\text{Vs}_{\min} = \Phi.\frac{1}{3}.bw.d$

$\Phi.\text{Vs}_{\min} = 0.75\times\frac{1}{3}\times120\times316 = 9.48kN.$

$\Phi.Vc < Vu < \Phi.Vc + \Phi.\text{Vs}_{\min}$

$23.22 < 30.15 < 23.22 + 9.48$

$23.22 < 30.15 < 32.7$

$\Rightarrow$ Catigory No 3 is satisfied.

min. reinforcement is required.

$\Phi.\text{Vs}_{\text{req}} = \min \Phi.\text{Vs}$

$\min \Phi.\text{Vs}=9.48kN$

Assume Φ8-2legs.

$\text{Av}=2\times\frac{®}{4}(8)^2 = 100.53mm^2.$

$\min \Phi.\text{Vs}=\frac{\Phi.Av.fy.d}{S_{req}}$

$9.48\times10^3 = \frac{0.75\times100.53\times400\times316}{S_{req}} \Rightarrow S_{req} = 1005.3mm$

$S \le \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158mm$

Select Φ8@ 15cm

4.8 Design of Beam (B 23) in basement floor:-

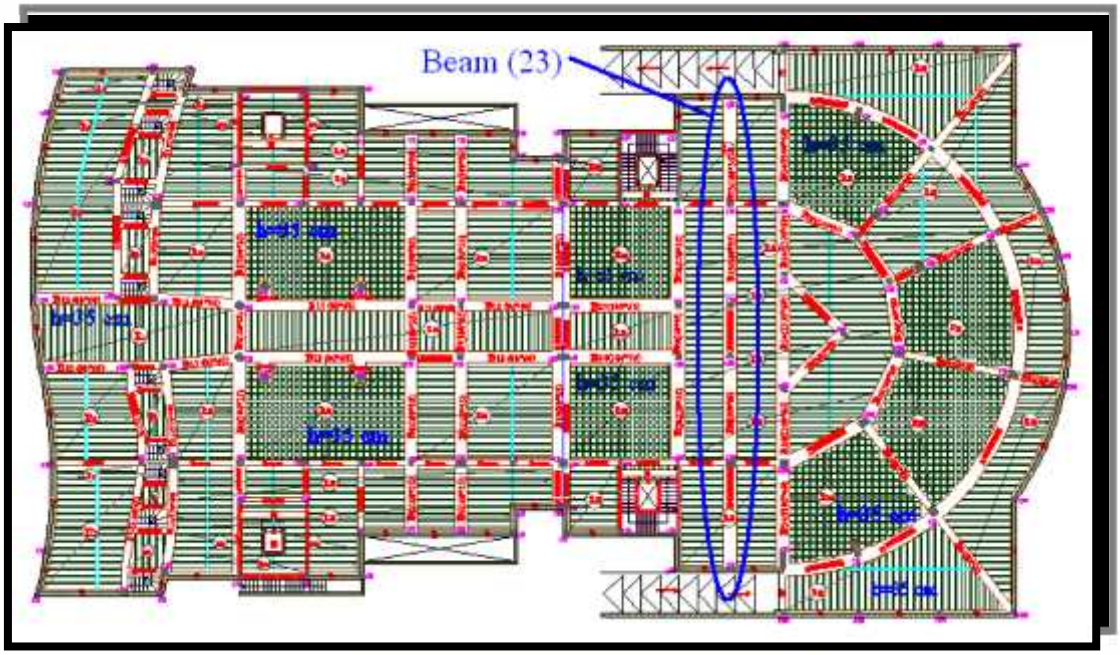


Fig. (4-12) Beam location (B23)

Fig. (4-13) Span Length (B23)

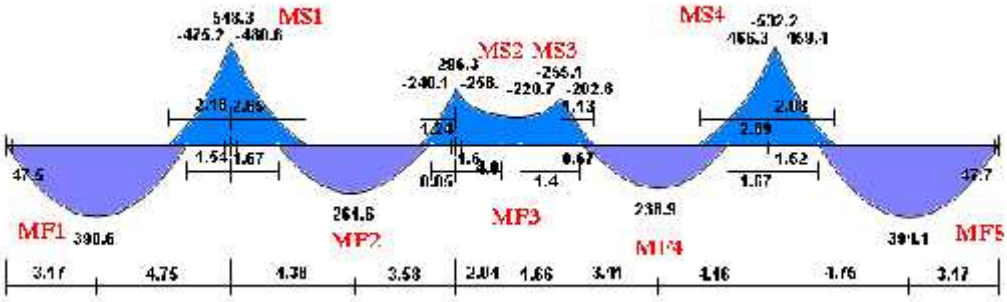


Fig. (4 – 14) Beam moment values with self weight load

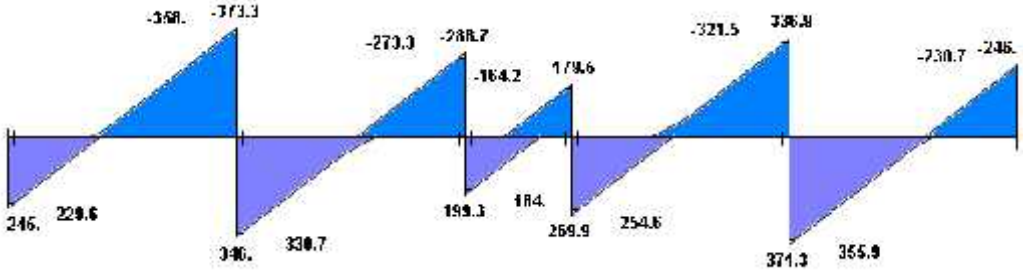


Fig. (4 – 15) Beam shear values (KN)

4.8.1 Design of Positive Moment (B 23 - Field 1):

b =100 cm,

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 390.6 KN.m

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(320) = 9.79cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(100)(320) = 11.2cm^2$$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2 \geq 9.79 cm^2$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2$

$Mn_{(req)}$ = 390.6 / 0.9 = 434 KN.m

M = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{434 * (10)^6}{(1000)(320)^2} = 4.23$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 4.23}{400}}\right) = 0.012$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.012 (100) (32) = 38.34 cm^2

Select 8 Φ 25 with $A_{s\ prov.}$ = 39.28 cm².

Use 7 Φ 25 at the top of the beam in order to decrease deflection to L/360

*** Check for strain:**

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$8 \times 491 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$

$a = 77mm$

$X = \frac{a}{0.85} = \frac{77}{0.85} = 90.6mm$

$£_s = \frac{320 - 90.6}{90.6} \times 0.003 = 0.0076$

$£_s = 0.0076 > 0.005$

Ok…….

4.8.2 Design of Shear for Beam (B 23 - Field 1):

V_u = 358 KN (Max. value of Vu in field 1)

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} *$ bw * d

= $(0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 320)/1000$

= 195.95 KN.

$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75\frac{1}{3} * 1000 * 320) / 1000 = 80KN.$

V_u = 358 kN (From Shear Envelope)

Φ Vc + $\Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'} *$ bw * d = 195.95 + 0.75 * $\frac{1}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 320 = 391.9$ KN

Φ Vc + min Φ Vc < Vu < Φ Vc + $\Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'} *$ bw * d

275.95 < 358 < 391.9

Category (4) satisfy

Φ Vs = V_u - Φ Vc = 358 – 195.95 = 162.05 KN

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs}$$

$$= \frac{0.75 \times (4 \times 78.5) \times 400 \times 320}{162.05 \times 10^3} = 186mm = 18.6cm$$

S = d/2 = 32/2 = 16 cm

S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

Then use 4 legs¤ 10 @ 15cm

V_u = 229.6 KN (Min. value of Vu in field 1)

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} *$ bw * d

= $(0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 320)/1000$

= 195.95 KN.

$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75\frac{1}{3} * 1000 * 320)/1000 = 80KN.$

V_u = 229.6 kN (From Shear Envelope)

Φ Vc < Vu < Φ Vc + min Φ Vc

195.95 < 229.6 < 275.95 So $\therefore \text{Re}igon(3)Satisfy$:

Minimum Reinforcement is required

ΦV_{smin} = 80KN.

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs}$$

$$= \frac{0.75 \times (4 \times 50) \times 400 \times 320}{80 \times 10^3} = 240mm = 24cm$$

S = d/2 = 32/2 = 16 cm

S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

Then use 4 legs¤ 8 @ 15cm

4.8.3 Design of Negative Moment (B23 - MS1):

b = 100 cm

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 480.6 KN.m

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(320) = 9.79cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(100)(320) = 11.2cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 11.2 cm^2 ≥ 9.79cm^2

$A_{s\ min}$ = 11.2 cm^2

$Mn_{(req)}$ = 480.6 / 0.9 = 534 KN.m

m= 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{534*(10)^6}{(1000)(320)^2} = 5.21$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.6*5.21}{400}}\right) = 0.015$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.015 (100) (32) = 48 cm^2

Select 10 Φ 25 with $A_{s\ prov.}$ = 49.1 cm².

4.8.4 Design of Positive Moment (B23 - Field 2):

b =100 cm,

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 261.6 KN.m

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(320) = 9.79cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(100)(320) = 11.2cm^2$$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2 \geq 9.79 cm^2$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2$

$Mn_{(req)}$ = 261.6 / 0.9 = 290.66 KN.m

m = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{290.66 * (10)^6}{(1000)(320)^2} = 2.83$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.83}{400}}\right) = 0.0076$$

$A_{s\ (req)} = 0.0076\ (100)\ (32) = 24.32\ cm^2$

Select 5 Φ 25 with $A_{s\ prov.}$ = 24.55 cm².

*** Check for strain:**

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$5 \times 491 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$

$a = 48.13mm$

$X = \frac{a}{0.85} = \frac{48.13}{0.85} = 56.63mm$

$£_s = \frac{320 - 56.63}{56.63} \times 0.003 = 0.0139$

$£_s = 0.0139 > 0.005$…….Ok

4.8.5 Design of Shear for Beam (B23 - Field 2):

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} *$ bw * d

= $(0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 320)/1000$

= 195.95 KN.

$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75\frac{1}{3} * 1000 * 320)/1000 = 80KN.$

V_u = 330.7 kN (From Shear Envelope)

$\Phi Vc + \Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'} * bw * d = 195.95 + 0.75 * \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 320 = 391.9$ KN

$\Phi Vc + \min \Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'} * bw * d$

$275.95 < 330.7 < 391.9$

Category (4) satisfy

$\Phi Vs = V_u - \Phi Vc = 358 - 195.95 = 162.05$ KN

$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs}$

$= \frac{0.75 \times (4 \times 78.5) \times 400 \times 320}{162.05 \times 10^3} = 186mm = 18.6cm$

S = d/2 = 32/2 = 16 cm

S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

$$¤\ Vs = \frac{¤ * Av * Fy * d}{S}$$

Then use 4 legs¤ 8 @ 15cm

4.8.6 Design of Negative Moment (B23 - Ms2):

b = 100 cm

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 285 KN.m

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(320) = 9.79cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(100)(320) = 11.2cm^2$$

$$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2 \geq 9.79 cm^2$$

$$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2$$

$Mn_{(req)}$ = 258 / 0.9 = 286.66 KN.m

m= 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{286.66 * (10)^6}{(1000)(320)^2} = 2.79$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.79}{400}}\right) = 0.0075$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.0075 (100) (32) = 24 cm^2

Select 5 Φ 25 with $A_{s\ prov.}$ = 24.55 cm².

4.8.7 Design of Positive Moment (B23 - Field 3):

b =100 cm,

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

No positive moment is exist, so design at min. reinforcement.

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(320) = 9.79cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(100)(320) = 11.2cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 11.2 cm^2 ≥ 9.79cm^2

$A_{s\ min}$ = 11.2 cm^2

$A_{s\,(req)}$ = 11.2 cm^2

Select 3 Φ 25 with $A_{s\ prov.}$ = 14.73 cm².

*** Check for strain:**

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$3 \times 491 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$

$a = 28.8mm$

$X = \frac{a}{0.85} = \frac{28.8}{0.85} = 33.8mm$

$£_s = \frac{320 - 33.8}{33.8} \times 0.003 = 0.025$

$£_s = 0.025 > 0.005$

Ok…….

4.8.8 Design of Shear for Beam (B23 - Field 3):

V_u = 184 kN (Max. value of Vu in field 3)

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} *$ bw * d

= $(0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 320)/1000$

= 195.95 KN.

$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75\frac{1}{3} * 1000 * 320) / 1000 = 80KN.$

V_u = 184 kN (From Shear Envelope)

$V_u < \Phi$ Vc + min Φ Vc

184 < 275.95

So $\therefore \text{Re}igon(3)Satisfy$:

Minimum Reinforcement is required

ΦV_{smin} = 80KN.

$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs}$

$= \frac{0.75 \times (4 \times 50) \times 400 \times 320}{80 \times 10^3} = 240mm = 24cm$

S = d/2 = 32/2 = 16 cm

S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

Then use 4 legs¤ 8 @ 15cm

4.8.9 Design of Negative Moment (B 23 - MS3):

b = 100 cm

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 220.7 KN.m

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(320) = 9.79cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(100)(320) = 11.2cm^2$$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2 \geq 9.79 cm^2$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2$

$Mn_{(req)}$ = 220.7 / 0.9 = 245.22 KN.m

m= 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{245.22 * (10)^6}{(1000)(320)^2} = 2.39$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.39}{400}}\right) = 0.00638$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00638 (100) (32) = 20.4 cm^2

Select 5 Φ 25 with $A_{s\ prov.}$ = 24.55 cm².

4.8.10 Design of Positive Moment (B 23 - Field 4):

b =100 cm,

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 236.9 KN.m

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(320) = 9.79cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(100)(320) = 11.2cm^2$$

$A_{s\ min}$ = 11.2 cm^2 ≥ 9.79cm^2

$A_{s\ min}$ = 11.2 cm^2

$Mn_{(req)}$ = 236.9 / 0.9 = 263.2 KN.m

m = 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{263.2 * (10)^6}{(1000)(320)^2} = 2.57$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.57}{400}}\right) = 0.00689$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00689 (100) (32) = 22 cm^2

Select 5 Φ 25 with $A_{s\ prov.}$ = 24.55 cm².

*** Check for strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$5 \times 491 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 48.13mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{48.13}{0.85} = 56.63mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{320 - 56.63}{56.63} \times 0.03 = 0.00139$$

$$\varepsilon_s = 0.0139 > 0.005$$

Ok…….

4.8.11 Design of Shear for Beam (B 23 - Field 4):

V_u = 321.5 kN (Max. value of Vu in field 4)

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d$$

$$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 320)/1000$$

= 195.95 KN.

$$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75\frac{1}{3} * 1000 * 320)/1000 = 80KN.$$

V_u = 321.5 kN (From Shear Envelope)

Φ Vc + $\Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'}$ * bw * d = 195.95+ 0.75 * $\frac{1}{3} * \sqrt{24}$ *1000*320 = 391.9 KN

Φ Vc + min Φ Vc < Vu < Φ Vc + $\Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'}$ * bw * d

275.95 < 321.5 < 391.9

Category (4) satisfy

Φ Vs = V_u - Φ Vc = 321.5 – 195.95 = 125.55 KN

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs}$$

$$= \frac{0.75 \times (4 \times 78.5) \times 400 \times 320}{125.55 \times 10^3} = 240mm = 24cm$$

S = d/2 = 32/2 = 16 cm

S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

Then use 4 legs¤ 10 @ 15cm

4.8.12 Design of Negative Moment (B 23 - MS4):

b = 100 cm

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 466.3 KN.m

$$As\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$As\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(320) = 9.79cm^2$$

$$As\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$As\ \min = \frac{1.4}{400}(100)(320) = 11.2cm^2$$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2 \geq 9.79 cm^2$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2$

$Mn_{(req)} = 466.3 / 0.9 = 518.1$ KN.m

m= 19.6

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{518.1*(10)^6}{(1000)(320)^2} = 5.05$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.6*5.05}{400}}\right) = 0.0147$$

$A_{s\ (req)} = 0.0147\ (100)\ (32) = 47.34\ cm^2$

Select 10 Φ 25 with $A_{s\ prov.} = 49.1\ cm^2$.

4.8.13 Design of Positive Moment (B 23 - Field 5):

b =100 cm,

h =35 cm

d = 35-(3+1) = 32cm

Mu = 394.1 KN.m

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(1000)(320) = 9.79 cm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{400}(1000)(320) = 11.2 cm^2$$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2 \geq 9.79 cm^2$

$A_{s\ min} = 11.2\ cm^2$

$Mn_{(req)} = 394.1 / 0.9 = 437.88\ KN.m$

$m = 19.6$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{437.88 * (10)^6}{(1000)(320)^2} = 4.27$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 4.27}{400}}\right) = 0.0121$$

$A_{s\ (req)} = 0.0121\ (100)\ (32) = 38.8\ cm^2$

Select 8 Φ 25 with $A_{s\ prov.} = 39.28\ cm^2$.

Use 7 Φ 25 at the top of the beam in order to decrease deflection to L/ 360.

*** Check for strain:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$8 \times 491 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 77mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{77}{0.85} = 90mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{320 - 90}{90} \times 0.003 = 0.007$$

$$\varepsilon_s = 0.007 > 0.005$$

Ok…….

4.8.14 Design of Shear for Beam (B 23 - Field 5):

Vu = 355.9 kN (Max. value of Vu in field 4)

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d$

$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 320)/1000$

= 195.95 KN.

$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75\frac{1}{3} * 1000 * 320)/1000 = 80KN.$

Vu = 355.9 kN (From Shear Envelope)

$\Phi Vc + \Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'} * bw * d = 195.95 + 0.75 * \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 320 = 391.9 \text{ KN}$

$\Phi Vc + \min \Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi \frac{1}{3} \sqrt{fc'} * bw * d$

275.95 < 355.9 < 391.9

Category (4) satisfy

$\Phi Vs = V_u - \Phi Vc = 355.9 - 195.95 = 159.95 \text{ KN}$

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs}$$

$$= \frac{0.75 \times (4 \times 78.5) \times 400 \times 320}{159.95 \times 10^3} = 188mm = 18.8cm$$

S = d/2 = 32/2 = 16 cm

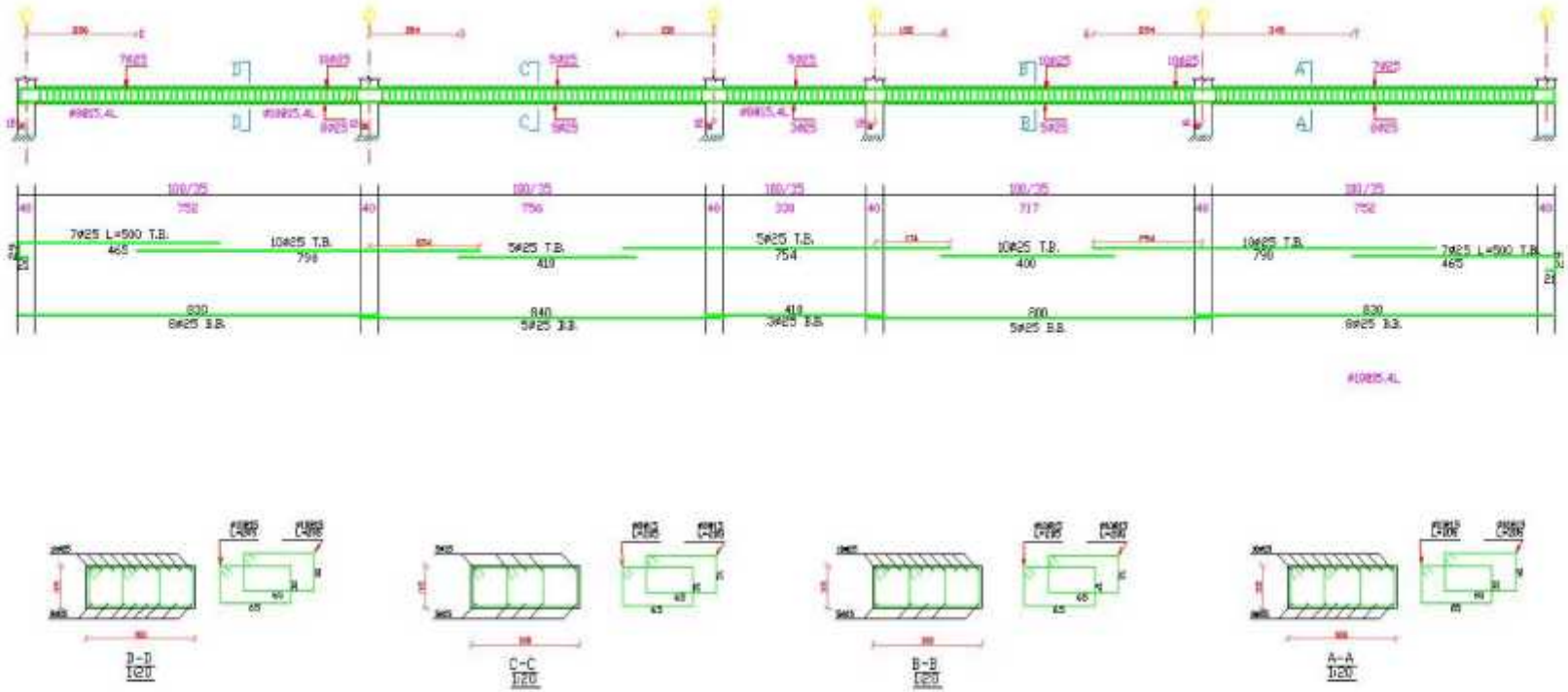
S ≤ 60 cm

Use S = 15 cm

Then use 4 legs¤ 10 @ 15cm

Beam Detail

Beam 23



Project Name :	Supervisor :	Designed by :		Date :
ENJOY MALL	**Eng. Kaleel Karameh**	**Khaled Jamal Idies** **Tamer Hamed Abu Mazer** **Almuthanna Asad Abu Ghalyoun**	**PALESTINE POLYTECHNIC UNIVERSITCY** Faculty of Engineering & Technology HEBRON/PALESTINE	29 May 2008 City : HEBRON SCALE : 1 : 150

Fig. (4-16) Beam detail (B23)

4.9. Design of Short Column(C41) in Basement:

4.9.1 Design of longitudinal Reinforcement:

The Column is an internal one.

Pu = 8360 KN

$$Pn_{req} = \frac{8360}{0.65} = 12861.53 \text{ KN}$$

Use $\rho = \rho_g = 3.5\ \%$

$$Pn = 0.8 \times Ag \{0.85 fc' + \rho_g (fy - 0.85 fc')\}$$

$$12861.53 \times 10^3 = 0.8 \times Ag_{req} \{0.85 \times 24 + 0.035 (400 - 0.85 \times 24)\}$$

$$Ag_{req} = 4772.5\ cm^2$$

$$Ag_{req} = 0.4772\ m^2$$

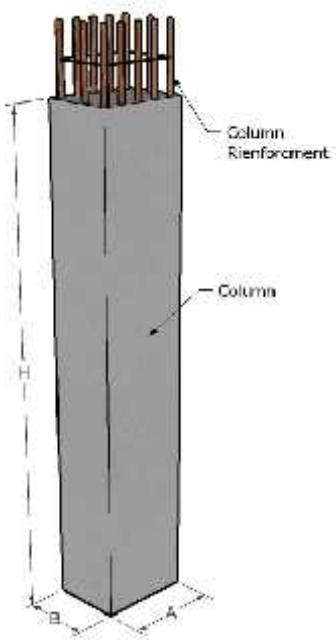


Fig. (4-17) Column model

Select 60*80 cm with Ag = 0.48 cm² > Ag_{req} = 0.4772 cm²

4.9.2 Check Slenderness Effect

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40 \quad \text{..... ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

$$k = 1$$

$$lu = 4.25m$$

$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 0.8 = 0.24$$

$$\frac{M1}{M2} = 1$$

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40$$

$$\left(\frac{1 \times 4.25}{0.24}\right) \le (34 - 12(1) \le 40$$

$$17.7 \le 22 \le 40$$

$\therefore$ Short Column.

$\therefore$ Slenderness effect must not be considered

$$Pn = 0.8 \times Ag \{0.85 fc' + \rho_g (fy - 0.85 fc')\}$$

$$12861.53 \times 10^3 = 0.8 \times 480 \times 10^3 \{0.85 \times 24 + \rho_g (400 - 0.85 \times 24)\}$$

$$\Rightarrow \rho_g = 0.035 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho_{req} \times Ag$$

$$As_{req} = 0.035 \times 10^{-3} \times (4800)$$

$$As_{req} = 168 \text{ cm}^2$$

check for As_{min} :

$$\rho = \rho_{min} = 1\%$$

$$As_{min} = \rho_{min} \times Ag$$

$$As_{min} = 0.01 \times (60 \times 80)$$

$$As_{min} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow As_{req} = 168 \text{ cm}^2 > As_{min} = 48 \text{ cm}^2$$

Use 28Φ28 with As = 172.32 cm² > As_{req} = 168 cm²

4.9.3 Design of the Tie Reinforcement

For Φ 10 mm ties :

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$ dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

$S \leq 16 \times 2.8 = 44.8$ cm.

$S \leq 48 \times 1.0 = 48$ cm.

$S \leq 60$ cm.

$S \leq 44.8$ *cm*

Use Φ10mm ties @ 25 cm spacing.

Use Φ10@ 25cm ties

4.9.4 Short Column Detail:

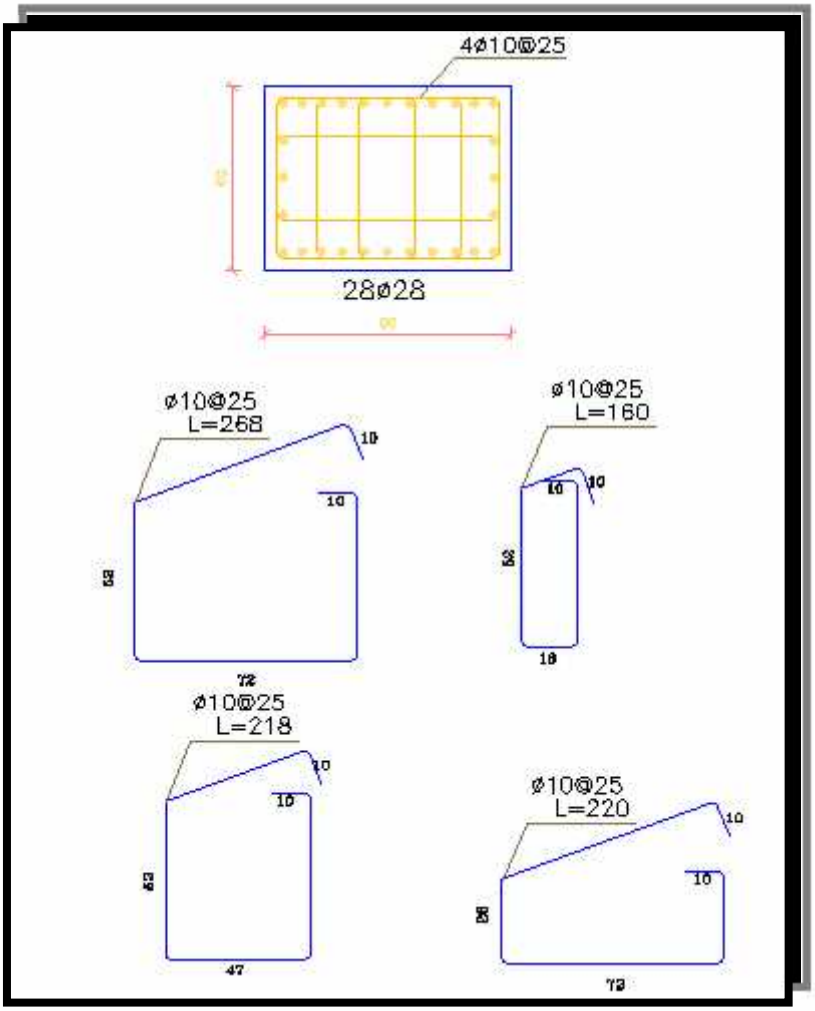


Fig. (4-18). Short Column Details

4.10 Design of Long Column (C41 in the second floor)

4.10.1 Design of Longitudinal Reinforcement

The Column is an internal one.

Pu = 3500 kN

$$Pn_{req} = \frac{3500}{0.65} = 5384.61 \text{ kN}$$

Use $\rho = \rho_g = 3.5\ \%$

$$Pn = 0.8 \times Ag \{0.85 fc' + \rho_g (fy - 0.85 fc')\}$$

$$5384.61 \times 10^3 = 0.8 \times Ag_{req} \{0.85 \times 24 + 0.035 (400 - 0.85 \times 24)\}$$

$$Ag_{req} = 2001.7\ cm^2$$

$$Ag_{req} = 0.2\ m^2$$

Use 40*60 cm with Ag = 0.24 cm² > Ag_{req} = 0.2 cm²

4.10.2 Check Slenderness Effect

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40 \quad \text{..... ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

$$k = 1$$

$$lu = 4.3m$$

$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 0.6 = 0.18$$

$$\frac{M1}{M2} = 1$$

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40$$

$$\left(\frac{1 \times 4.3}{0.18}\right) \le (34 - 12(1) \le 40$$

$$23.9 > 22 \le 40$$

∴ Long Column.

∵ Slenderness effect must be considered

$$EI = 0.4\frac{E_c \times I_g}{1+\ _d} \text{.....ACI - 318 - 02 (10.12.2)}$$

$$\mathrm{E_c} = 4750\sqrt{fc'} = 4750\times\sqrt{24} = 23270.15MPa$$

$$_d = \frac{1.2\times D.L}{Pu} = \frac{2863}{3500} = 0.818$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.4\times 0.6^3}{12} = 0.0072m^4$$

$$EI = 0.4\times\frac{23270.15\times 0.0072}{1+0.818} = 36.86MN.m^2$$

$$P_{critical} = \frac{®^2\times EI}{(k\times L)^2} = \frac{®^2\times 36.86}{(1\times 4.3)^2} = 19.65MN.$$

$$Cm = 0.6+0.4\times\frac{M1}{M2} = 1$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75\times P_{critical})} \geq 1 \quad \text{.....}ACI(10.12.3)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(3500\times 10^3/0.75\times 19.65\times 10^6)} = 1.31 > 1$$

$$\mathrm{e_{min}} = 15+0.03\times h \quad \text{.....}ACI(10\text{- }12.3.2)$$

$$\mathrm{e_{min}} = \frac{15+0.03\times 600}{1000} = 0.033m$$

$$\mathrm{e} = \mathrm{e_{min}}\times ¢_{ns} = 0.033\times 1.31 = 0.0432m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0432}{0.6} = 0.072$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\Phi\mathrm{Pn}}{Ag} = \frac{3500}{0.4\times 0.6}\times\frac{145}{1000} = 2114.58Psi$$

$$°_g = 0.0213$$

$$As = °_g\times b\times h$$

$$As = 0.0213\times 40\times 60 = 51.12cm^2$$

Use 12Φ25 with As = $58.8cm^2$

Use 12Φ25 with As = 58.8 cm² >$\mathrm{As_{req}}$ = 51.12 cm²

4.10.3 Design of the Tie Reinforcement

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$ dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

Spacing $\leq 16 \times$ db (Longitudinal bar diameter) $= 16 \times 2.5 = 40$ cm

$\leq 48 \times$ dt (tie bar diameter) $= 48 \times 1.0 = 48$ cm.

$\leq$ Least dimension $= 40$cm

Use Φ10@ 25cm spacing

4.10.4 Long Column Detail:

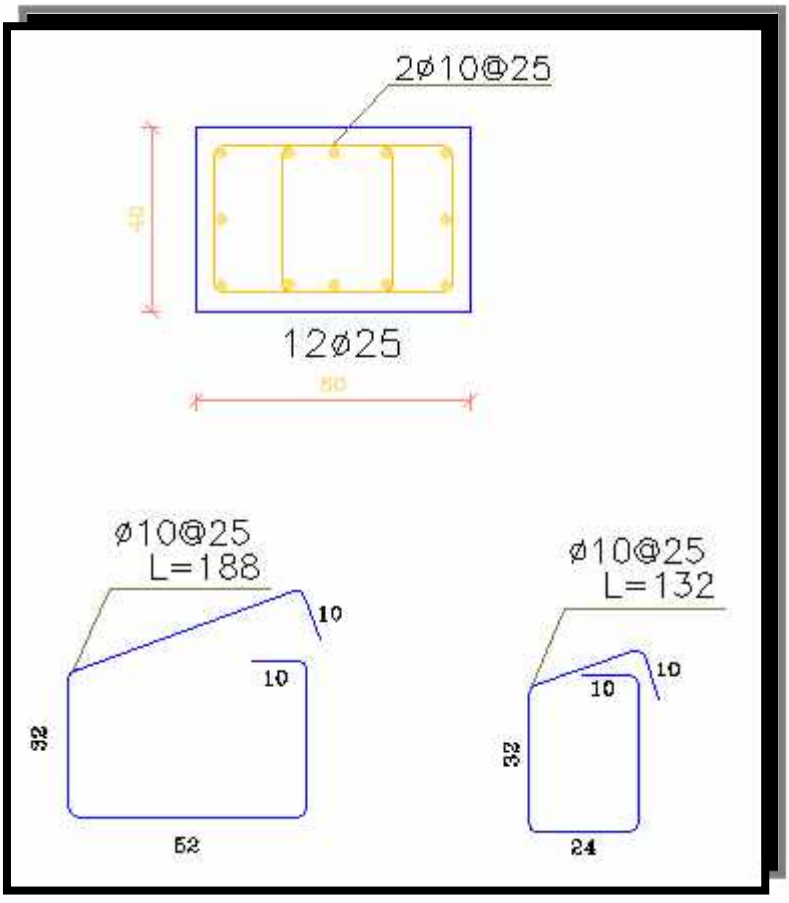


Fig. (4-19). Long Column Details

4.11 Design of Isolated Footing (F15 for column 41)

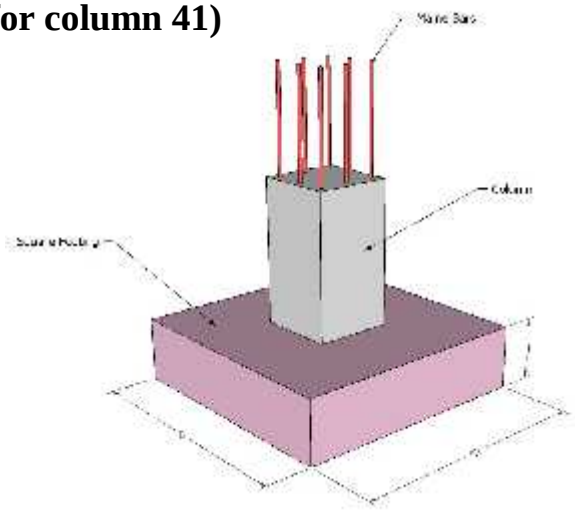


Fig. (4-20). Isolated Footing Model

4.11.1 Load Calculation

- Total factored load = 8360 KN.
- Column Dimensions = 60*80 cm.

  Soil density = 18 Kg/cm^3.
- Allowable soil Pressure = 500 KN/m^2.
- Assume footing to be about (80 cm) thick.
- Footing weight = $1.2 \times (24 \times 0.8)$ = 23.04 KN/m^2.
- Soil weight above the footing = $1.6 \times (1.3\text{-}0.8) \times 18$ = 14.4 KN/m^2.
- Base Slab weight = $1.2 \times 0.15 \times 24$ = 5.04 KN/m^2.
- P_{net} = (23.04+14.4+5.04) = 42.48 KN/m^2.

4.11.2 Determination of Footing Area

$$\frac{Pu}{A_{req}} + P_{net} \le 1.4 \times \pm_{allowable}$$

$$\frac{8360}{A_{req}} + 42.48 \le 1.4 \times 500$$

$\Rightarrow A_{req} = 12.7\ m^2$

Try 3.6×3.6 with area = $12.96 m^2 > A_{req} = 12.7 m^2$

Try 3.6 * 3.6 m with area = $12.96 m^2 > A_{req} = 12.7\ m^2$

4.11.3 Determination of Footing Depth

$$-\pm_{bu} = \frac{Pu}{A} + P_{net} = \frac{8360}{12.96} + 42.48 = 687.54\ KN/m^2 < 1.4 \times 500 = 700\ KN/m^2$$

$$Vu_{(critical)} = 687.54 \times 10^{-3} \times 3600 \times (1500 - d_{req}) - 42.48 \times 10^{-3} \times 3600 \times (1500 - d_{req})$$

$$Vu_{(critical)} = 2322.2 \times (1500 - d)\ N$$

$$\Phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 3600 \times d_{req}$$

$$\Phi.Vc = 2204.54 \times d_{req}\ N$$

$$\Phi.Vc \ge Vu_{(critical)}$$

$$2204.54 \times d_{req} \ge 2322.2 \times (1500 - d)$$

$d_{req} = 76.9\ cm$

$h_{req} = d_{req} + 5 + 1.6 = 83.5$ cm.

Select h = 90 cm.

d = 90 - 5 - 1.6 = 83.4cm

-The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{1}{6} \times (1 + \frac{2}{1.33}) \times \sqrt{24} \times 6136 \times 834 = 10461.6\ KN$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{1}{12}\left(\frac{40}{6136/834} + 2\right)\sqrt{24} \times 6136 \times 834 = 11358.38\ KN$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{1}{3}\sqrt{24} \times 6136 \times 834 = 8356.7\ KN \ldots . Control$$

Where:

$_c$ = a / b = 80 / 60 = 1.33

b_o = *Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area*

= 2×{(a+d) + (b+d)} = 2×{(60+83.4) + (80+83.4)} = 613.6 cm.

~$_s$ = 40 ……..…….. *For interior column.*

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{1}{3}\sqrt{24} \times 6136 \times 834 = 8356.7 \;\; KN....Control$$

$$\Phi.Vc = 0.75 \times 8356.7 = 6267.5kN$$

$$V_{UR} = P_u - \pm_{bu} \times A_{critical}$$

$$V_{UR} = (8360 + 42.48 \;\; - 687.54(1.634 \times 1.434)$$

$$V_{UR} = 6191.46 \;\; KN.$$

Φ.Vc = 6267.5 KN > V_{UR} = 6191.46 KN.....OK

No punching shear failure.

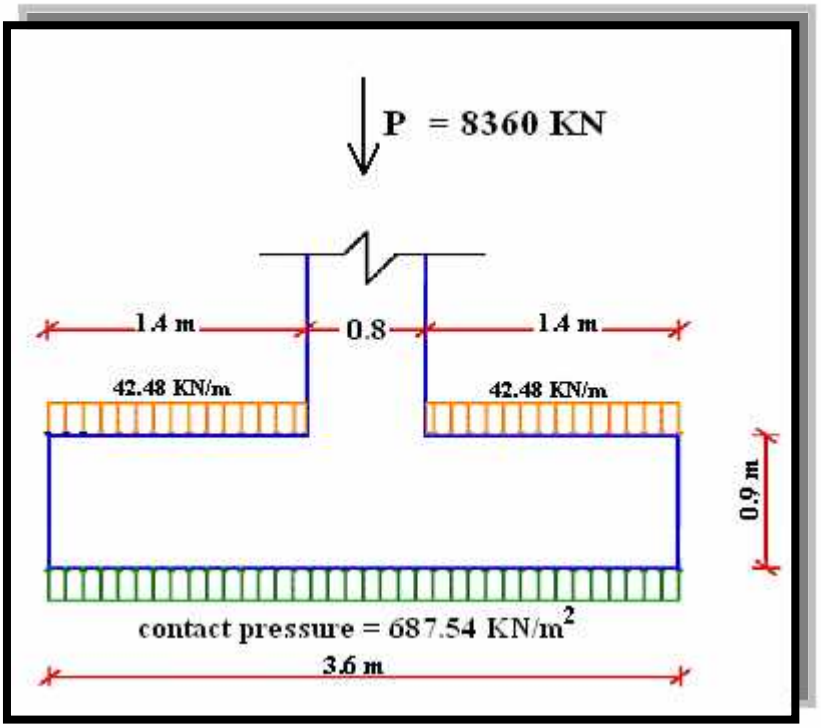


Fig. (4-21). Structural system of Isolating Footing (Section 1-1)

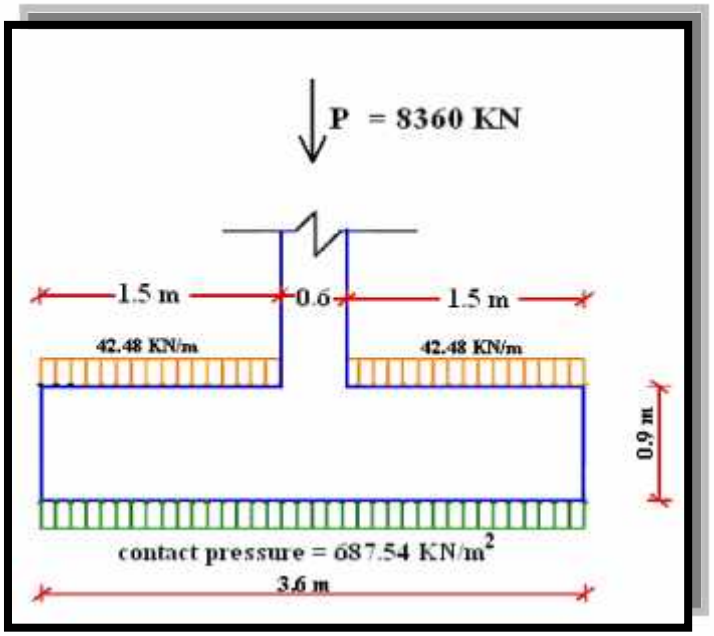


Fig. (4-22). Structural system of Isolating Footing (Section 2-2)

4.11.4 Design of Bending Moment

4.11.4.1 Design in Plain Concrete

$\Phi Mn = 0.55 \times 0.42 \times \sqrt{fc'} \times Sm$.

$$Sm = \frac{b \times h^2}{6} \Rightarrow \frac{3600 \times (900)^2}{6} \Rightarrow Sm = 0.486 \times 10^9 \, mm^3 .$$

$\Phi Mn = 0.55 \times 0.42 \times \sqrt{24} \times 0.486 \times 10^9 = 550$ KN.m.

$$Mu1 = (\pm_{bu} - P_{net}) \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) \times 0.5 \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu = (687.54 - 42.48) \times 3.6 \times \left(\frac{3.6}{2} - \frac{0.8}{2}\right) \times 0.5 \times \left(\frac{3.6}{2} - \frac{0.8}{2}\right)$$

$Mu = 2275.77$ KN.m

$$Mu2 = (\pm_{bu} - P_{net}) \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) \times 0.5 \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu = (687.54 - 42.48) \times 3.6 \times \left(\frac{3.6}{2} - \frac{0.6}{2}\right) \times 0.5 \times \left(\frac{3.6}{2} - \frac{0.6}{2}\right)$$

$Mu = 2612.5$ KN.m

$\Phi Mn < Mu$ …….. *Not OK*.

-Design in plain concrete is not satisfied so, the section of footing must be reinforced.

4.11.4.2 Design of Bottom Reinforcement at Section (1 – 1)

*** Mu 1 = 2275.77 KN.m**

$Mu1 = 2275.77$ kN.m at sect.1

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{2275.77}{0.9} = 2528.63 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{2528.63 \times 10^6}{3600 \times 834^2} = 1.01 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right]$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 1.01}{400}}\right] = 2.59 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 2.59 \times 10^{-3} \times 360 \times 83.3 = 77.76 cm^2$$

Check for min. reinforcement

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 3600 \times 834}{400} = 91.92 \text{ cm}^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 3600 \times 834}{400} = 105.08 \text{ cm}^2$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 77.76 = 101.08 cm^2$$

$As_{min} = 101.08 cm^2$

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 360 \times 90$

$As_{min} = 58.32 cm^2$

$As = As_{min} = 101.08 cm^2 > As_{min}$ for shrinkage and temperature $= 58.32 cm^2$

Use 21Φ25 with $As_{prov} = 103.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 101.08 \text{ cm}^2$

* Check of strain:

$T = As \times fy = 103.03 \times 400 = 4121.5 \ KN$

$C = 0.85 \times f'c \times b \ \times a$

$T = C$

$$a = \frac{T}{0.85 \times f'c \ \times b} = \frac{4121.5 \times 10^3}{0.85 \times 24 \times 3600} = 5.612 \quad cm$$

$= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{5.612}{0.85} = 6.602cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{83.4 - 6.602}{6.602} \times .003 = 0.035$$

$\rightarrow 0.035 > 0.005$..$OK$.

4.11.4.3 Design of Bottom Reinforcement at Section (2 – 2)

*** Mu 2 = 2612.5 KN.m**

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\Phi} = \frac{2612.5}{0.9} = 2902.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} = \frac{2902.77 \times 10^6}{3600 \times 834^2} = 1.16\text{Mpa}$$

$$\text{m} = \frac{\text{fy}}{0.85 \times \text{fc}'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 1.16}{400}} \right] = 2.98 \times 10^{-3}$$

$As_{req} = \rho \times b \times d$

$As_{req} = 2.98 \times 10^{-3} \times 360 \times 83.3 = 89.36 cm^2$

Check for min. reinforcement

$$As_{\min} = \frac{0.25\times\sqrt{fc'}\times bw\times d}{fy}$$

$$\text{As}_{\min} = \frac{0.25\times\sqrt{24}\times3600\times834}{400} = 91.92 \text{ cm}^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4\times bw\times d}{fy} = \frac{1.4\times3600\times834}{400} = 105.08 \text{ cm}^2$$

$$1.3\times As_{req} = 1.3\times77.76 = 101.08cm^2$$

$\text{As}_{\min} = 101.08cm^2$

$\text{As}_{\min}$ for Shrinkage and temperature:

$\text{As}_{\min}$ = 0.0018×b×h

$\text{As}_{\min}$ = 0.0018×360×90

$\text{As}_{\min}$ = 58.32cm^2

As = $\text{As}_{\min}$ = 101.08cm^2 > $\text{As}_{\min}$ for shrinkage and temperature =58.32cm^2

Use 21Φ25 with As_{prov} = 103.03 cm^2 > A_{min} = 101.08 cm^2

*** Check of strain:**

$$T = As\times fy = 103.03\times400 = 4121.5 \ KN$$

$$C = 0.85\times f'c\times b \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{T}{0.85\times f'c \times b} = \frac{4121.5\times10^3}{0.85\times24\times3600} = 5.612 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{5.612}{0.85} = 6.602cm$$

$$£_s = \frac{d-x}{x}\times(0.003) = \frac{83.4-6.602}{6.602}\times.003 = 0.035$$

$$\rightarrow 0.035 > 0.005...OK.$$

4.11.4.4 Development Length of main Reinforcement for Mu1

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \sim \times \mathrm{B} \times ¥ \times db$$

$$Ld = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 102 \text{ cm.}$$

Available Ld = 135 cm > Ld_{req} = 102 cm.

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc'}}db = \frac{0.24 \times 400}{\sqrt{24}} \times 2.5 = \ 49\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 400 \times 2.5 = \ 44\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = \ 44\ cm < Ld_{(1)req} = \ 49\ cm \Rightarrow Controls$$

Available Ld = $\frac{360 - 80}{2}$-5 = 135 cm.

Available Ld 135 cm > $Ld_{(1)req}$ = 49 *cm.*

⇒⇒ Using Hook ≥ 16Φ

Required Length of Hook ≥ 16Φ = 16 × 2.5 = 40 cm.

Use $Hook_{sel.}$ = 45cm > $Hook_{req}$ = 40cm

4.11.4.5 Development Length of main Reinforcement for Mu2

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \sim \times \mathrm{B} \times ¥ \times db$$

$$Ld = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 102 \text{ cm.}$$

Available Ld = 145 cm < Ld_{req} = 102 cm.

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc'}}db = \frac{0.24 \times 400}{\sqrt{24}} \times 2.5 = \ 49\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 400 \times 2.5 = \ 44\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = \ 44\ cm < Ld_{(1)req} = \ 49\ cm \Rightarrow Controls$$

Available Ld = $\frac{360 - 60}{2}$-5 = 145 cm.

Available Ld 145 cm > $Ld_{(1)req}$ = 49 *cm.*

⇒⇒ Using Hook ≥ 16Φ

Required Length of Hook ≥ 16Φ = 16 × 2.5 = 40 cm.

Use $Hook_{sel.}$ = 45cm > $Hook_{req}$ = 40cm

4.11.4.6 Check Transfer of Load at Base of column (Design of Dowels)

$\Phi Pn = \Phi \times (0.85 fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(24)(600 * 800) = 6364.8 kN.$

Pu = 8360 KN.

$\Phi Pn = 6364.8\ KN < 8360\ KN$

$\Rightarrow$ Dowels are required for load transfer.

ΦPn = 8360 – 6364.8 = 1995.2 KN

As req. = ΦPn / 0.65 fy = 1995.2 / 0.65*400 = 76.7 cm^2

$\rho_{min} = 0.005$ …… *(ACI -Code-15.8.2.1)*

$\text{min. dewels} = 0.005 \times 80 \times 60 = 24\ cm^2$

Use dowels with the same number of column.

Use 28Φ 28 with As_{prov} = 172.4cm^2

4.11.4.7 Development Length of Dowels

$$Ld_{req} = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}}db = \frac{400}{4\sqrt{24}} \times 2.8 = 57.15\ cm.$$

Available Ld = 90 - 5 - 2.5 - 2.5 = 80 cm.

Available Ld = 80 cm > Ld_{req} = 57.15 cm.

Use Ld = 80 cm > Ld_{req} = 57.15 cm

4.11.5 Isolated Footing Detail:

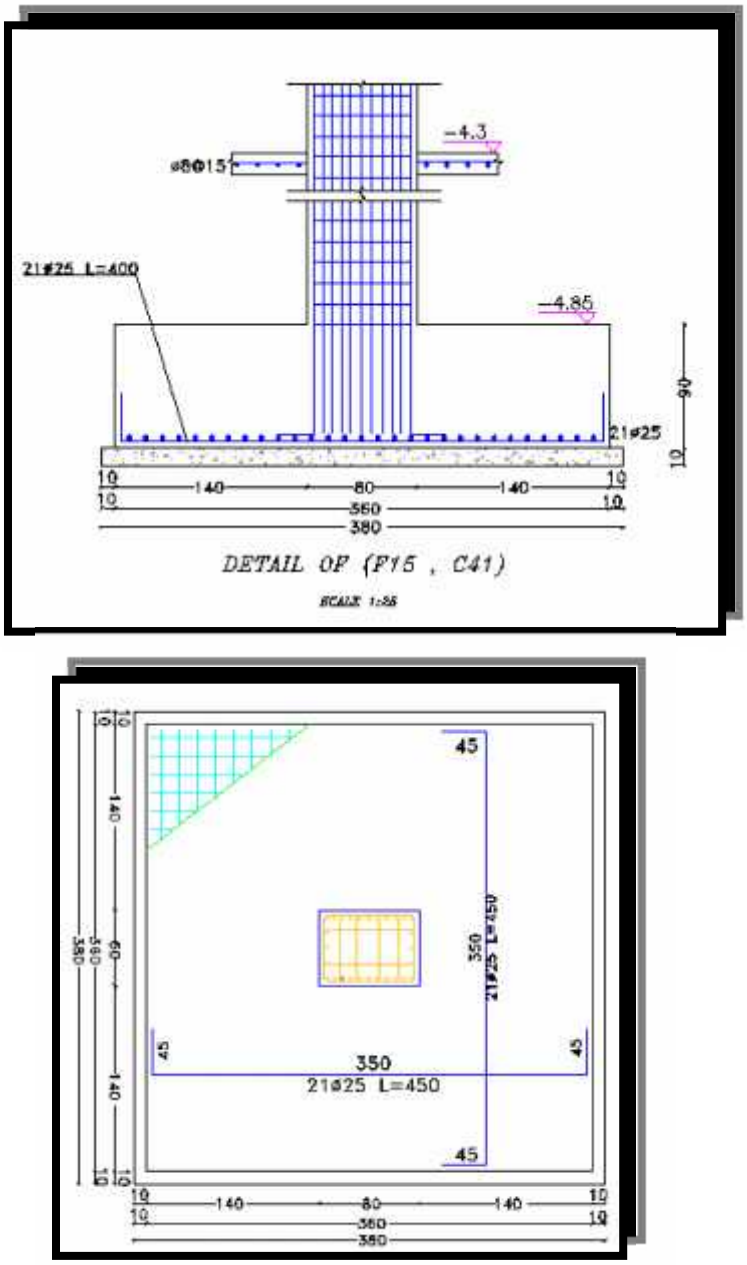


Fig. (4-23). Isolating Footing Details

4.12 Design of Strip Footing:

4.12.1 Load Calculation

Weight of wall (D.L.) = (height) Thickness ∗ 1m wide ∗ γ_c

= 4.3 ∗ 0.3 ∗ 24 =30.96 KN/m

From beam D = 3352 KN

L = 500 KN

Wu= (3352+500)/10.2=377.64KN/m

Total W= 377.64+30.96 = 408.6 KN/m

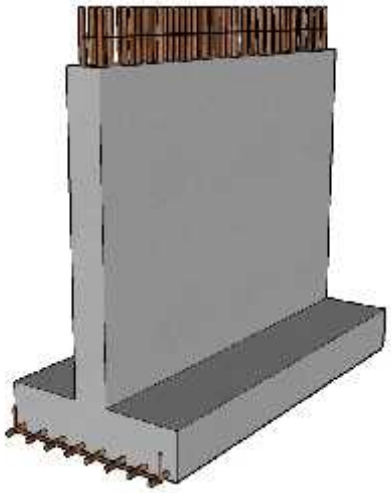


Fig.(4-24) Strip Footing Model

4.12.2 Determine the Footing Width:

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Assume footing thickness is 0.3 m.

$$Footing\ width = \frac{W\,total}{¥_{all.net}} = \frac{368}{500} = 0.736\ m$$

The main reinforcement needs an enough

Distance to anchorage development length due to the following Equation:

$$L = \frac{0.24\times fy}{\sqrt{fc'}} d_b = \frac{0.24\times 400}{\sqrt{24}} \times 1.2 = 23.51cm$$

L=٢٣.٥١ from each side, we have L=30

So select 90 cm width of strip footing.

Determined of the contact pressure:

Factored loads:

q_u= 1.2*Dw+1.6*L

q_u= 1.2*3325+1.6*500= 4790 KN

q_u/l_w= 4790/10.2 = 469.6 KN/m

q_{uw}= 30.96*1.2 = 37.152 KN/m

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{469.6+37.152}{1\times 0.9} = 563\ kN/m^2$$

$$V_n = V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}}\, b_w d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times (900) \times (d) = \frac{563}{1}\left(\frac{0.9 - 0.3}{2} - d \right)$$

$$(d) = 0.156\ m$$

$$(d) = 16\,cm$$

$$Total\ thicness = 16 + 5 + 2 = 23\,cm$$

So select strip at min. thickness as 30 cm due to ACI code

4.12.3 Determine Reinforcement for Moment Strength:

$$\text{Mu} = (\text{P}_{\text{net}})\ (\frac{footing\ width - wall\ width}{2})^*\ (\frac{footing\ width - wall\ width}{4})$$

$$= 563^*\ 0.3\ ^*\ (0.15)$$

$$Mu = \ 25.335\ \text{KN/m}.$$

d= 30-٥-٢= ٢٣ cm

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{25.335^*(10)^6}{0.9(900)(230)^2} = 0.59$$

$$m\ = \frac{fy}{0.85^*\ fc'}\ = \frac{400}{0.85^*24} = 19.6$$

$$\circ\ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,m\,Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2^*19.6^*0.59}{400}}\right) = 0.0015$$

$$\text{A}s_{(\text{req})}\ = 0.0 \cdot ١٥\ (90)\ (٢٣) = 3. \cdot 9\ \text{cm}^2$$

$$\text{A}s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \qquad \textit{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$\text{A}s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(900)(230) = 6.33cm^2$$

$$\text{A}s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$\text{A}s\ \min = \frac{1.4}{400}(900)(230) = 7.24cm^2$$

$A_{s\ min} = 7.24\ cm^2 \geq 6.33\ cm^2$

$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 3.09 = 4.01\ cm^2/m$

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 90 \times 30$

$As_{min} = 4.86\ cm^2/m$

Select Φ14 @ 25 with $A_{s\ prov.} = 6.15\ cm^2/m$.

*** Check of strain:**

T = C

$T = As \times fy = 615 \times 400 = 246kN$

$C = 0.85 \times fc' \times b \times a$

$$a = \frac{C}{0.85 \times fc'_c \times b} = \frac{246 \times 10^3}{0.85 \times 24 \times 1000} = 12.05\ mm$$

$_1 = 0.85$

$$X = \frac{a}{_1} = \frac{12.05}{0.85} = 14.18\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{\text{d-x}}{\text{x}} \times (0.003)$$

$$\varepsilon_s = \frac{184\text{-}14.05}{14.05} \times 0.003 = 0.0263$$

$\Rightarrow 0.0263 > 0.005 \quad \therefore$ OK.

4.12.4 Development length of main reinforcement:

$$Ld = \frac{12 * f_y}{25 * \sqrt{f_{c'}}} \sim . \quad .¥ .d_b$$

For Φ14 bars db=1.4 cm:

$$Ld = \frac{400}{2 \times \sqrt{24}} 1 \times 1 \times 1 \times 1.4 \geq 30\,cm$$

$$Ld = 57.15\,cm \quad \geq 30\,cm$$

$$Availble\ Ld = 30 - 5 = 25cm \leq \text{Re}quiered\ Ld = 51.43\ cm$$

$$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$$

So a standard hook of (20 cm) must be used to provide Ld

4.12.5 Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 90 \times 30$

$As_{min} = 4.86\ cm^2 / m$

Select Φ12 @ 25 with $A_{s\ prov.} = 5.65\ cm^2/m$.

4.12.6 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels)

$Pu = 506.75\ kN$

$\Phi Pn = \Phi \times (0.85 \times fc' \times Ag + As_{req} \times fy) \geq Pu$

$\Phi Pn = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 900 \times 300 + As_{req} \times 400) \geq 506.75 \times 10^3$

$\Rightarrow As_{req} = -118.20 cm^2$

$\therefore$ As min. is required

$As_{min} = 0.0012 \times Ag$

$As_{min} = 0.0012 \times 90 \times 30$

$As_{min} = 3.24 cm^2 / m$

Select As to be the same as As for the basement.

4.12.7 Strip Footing Detail:

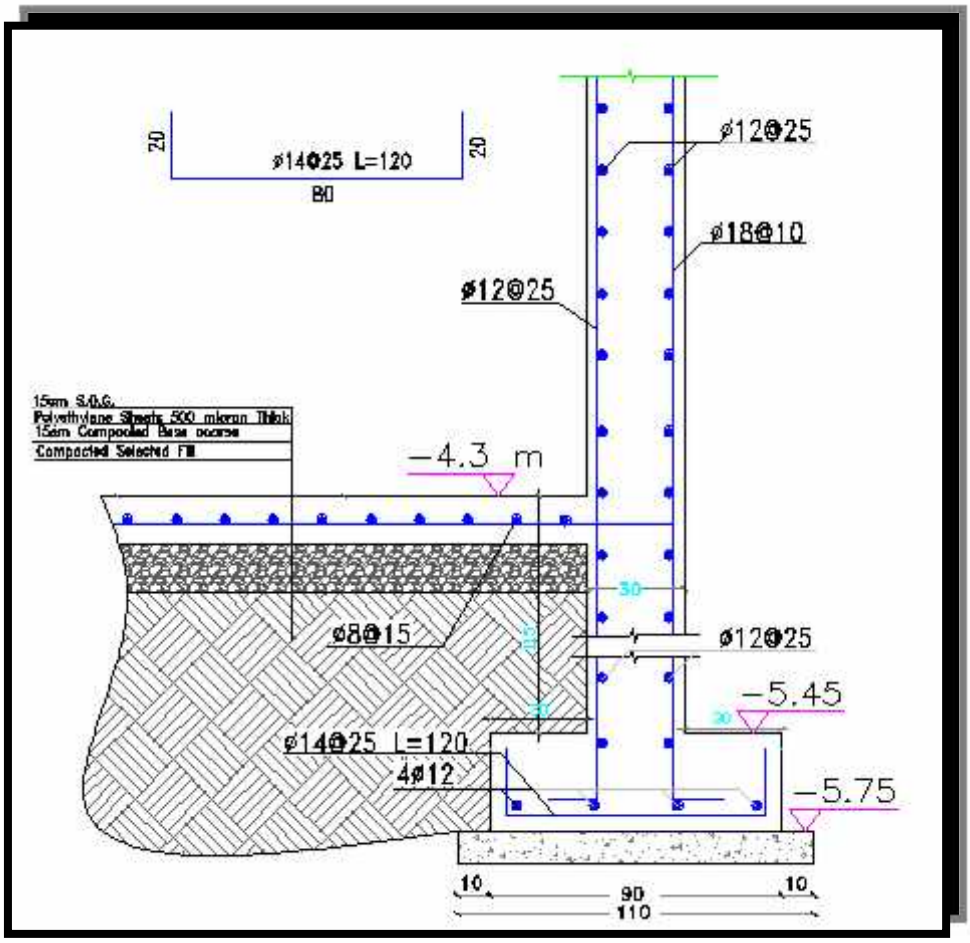


Fig.(4-25) Strip Footing Details

4.13 Design of Stairs:

4.13.1 Determination of Slab Thickness

- L = 0.5+3 +0.4 = 3.9 m.

- h_{req} = L/ 20.

-h_{req} = 390 / 20 = 19.5 cm ……take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20cm**.

-θ = $\tan^{-1}$(16.54 / 30) = 28.87°.

-Cos θ = 0.876.

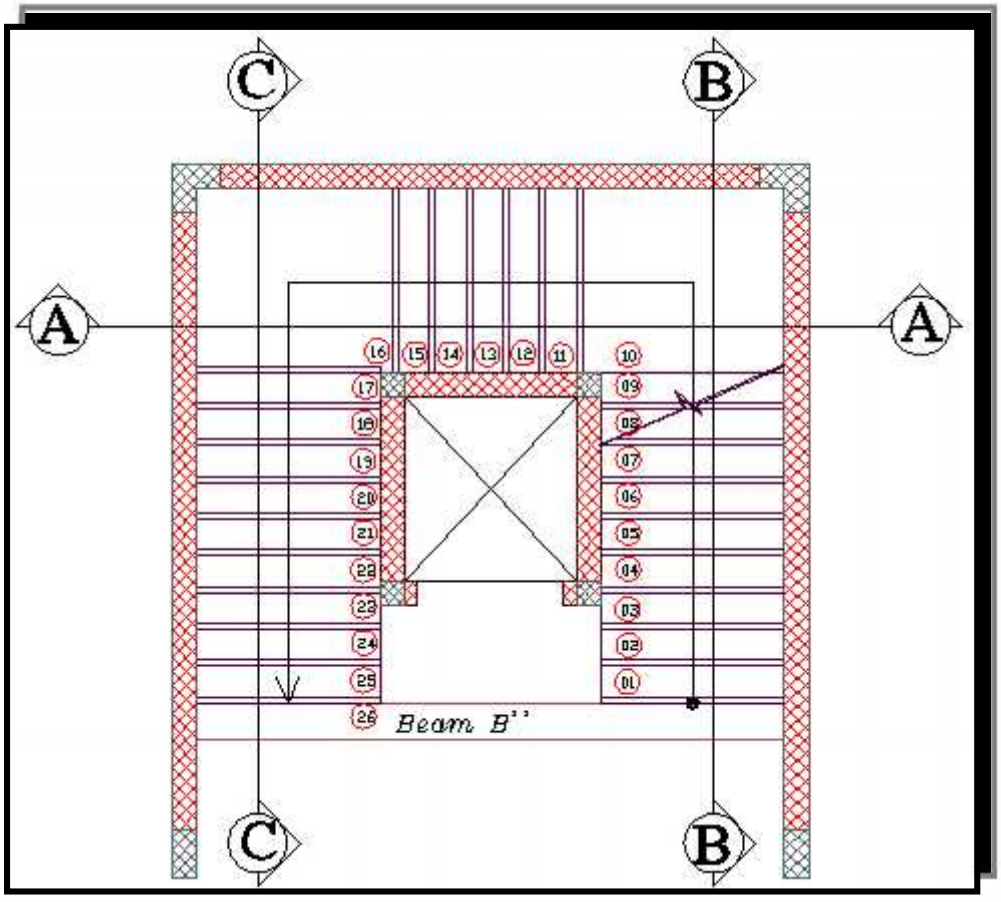


Fig.(4-26) Stairs Plan

- **The stairs at section(B-B & C-C) will be carried on the slab at section (A-A)**
- **The stairs at section (A-A) will be carried on the shear wall.**

4.13.2 Load Calculations at section (B-B & C-C):

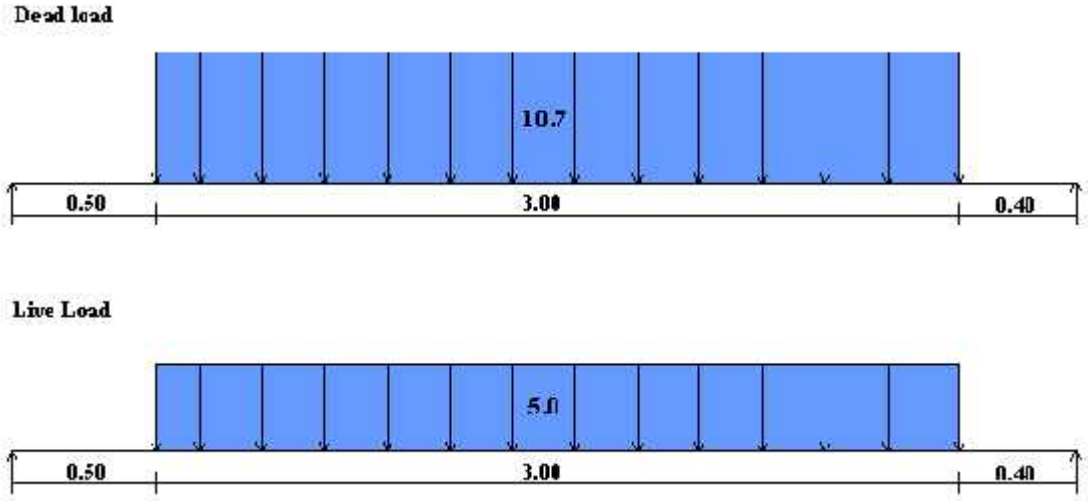


Fig.(4-27) Structural system of stairs at section (B-B & C-C)

-Dead Load

Horizontal Tiles $= 0.04 \times 24 \times (\frac{33}{30}) = 1.06$ KN/m².

Vertical Tiles $= 0.03 \times 24 \times (\frac{16.54}{30}) = 0.396$ KN /m².

Vertical mortar $= 0.03 \times 22 \times (\frac{16.54}{30}) = 0.36$ KN /m².

Horizontal mortar $= 0.03 \times 22 = 0.66$ KN/m².

Plaster $= \frac{(0.03 \times 22)}{(\text{Cos } 28.87)} = 0.75$ KN/m².

Steps $= (\frac{0.1654}{2}) \ 24 = 2$ KN/m².

Slab $= \frac{0.2 \times 24}{\text{Cos } 28.87} = 5.5$ KN/m² .

$\Rightarrow$ Total dead load = 10.73 kN/ m² .

-Live Load

Live load for stairs = 5 KN/m².

-Factored Load

-For one meter strip:

qu =1.2×D.L + 1.6×L.L

$\Rightarrow$ qu =1.2 $\times$10.73 + 1.6 $\times$5 = 20.87 KN/m.

4.13.3 Design of Shear

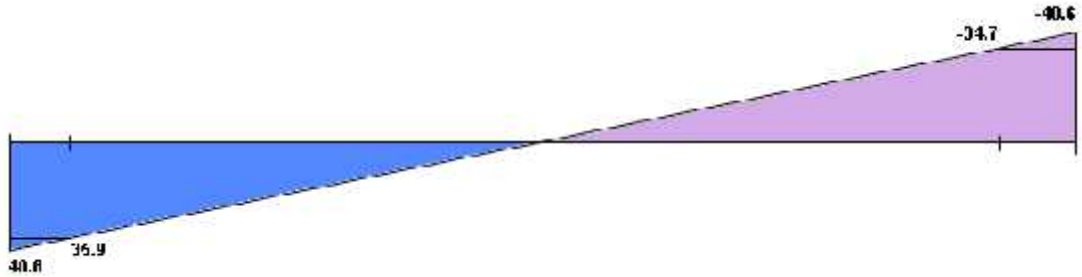


Fig.(4-28) Shear diagram of stairs at section (B-B & C-C)

$Vu_{max} = 35.9 * \cos(28.87) = 31.4$ KN

$612.37 \times d = 31.4 \times 10^3$

$\Rightarrow d = 5.86cm$

$\Rightarrow\Rightarrow$ $h_{req} = 5.13 + 2 + 1 = 8.13cm \leq h_{Selected} = 20$ cm.

$\therefore$ $h = h_{Selected} = 20$ cm.

And No Shear Reinforcement is Required

4.13.4 Design of Bending Moment

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair.

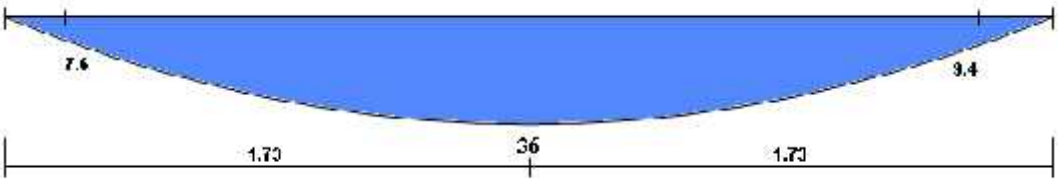


Fig.(4-29) Moment diagram of stairs at section (B-B & C-C)

Mu = 36 KN.m

$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{36}{0.9} = 40$ KN.m.

Assume Ø 12 for main reinforcement:

d = 20 – 2 - 1 = 17cm.

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{40 \times 10^6}{1000 \times 170^2} = 1.38 Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{fy}}\right)$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.38 \times 19.6}{400}}\right) = 0.00357$$

$$As_{req} = \rho_{req} \times b \times d$$

$$As_{req} = 0.00357 \times 1000 \times 170$$

$$As_{req} = 6.1\ cm^2 / m$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 170}{400} = 5.2 cm^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 170}{400} = 5.95 cm^2$$

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 20$

$As_{min} = 3.6 cm^2$

$As_{req} = 6.1 cm^2 > As_{min} = 5.95 cm^2$

$As_{req} = 6.1 cm^2$

Select Φ12 with $As = 1.13 cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{6.1} \times 100 = 18.5 cm$$

Select S = 15cm.

S = 15 cm < S_{req} = 18.5 cm

S = 15 cm < 3×h = 60 cm

S = 15 cm < 45 cm.

Select Φ12/15cm with As = $\frac{1.13\times100}{15}$ = 7.53cm^2/m > 6.1cm^2/m.

Select Φ12 @ 20 with $A_{s\ prov.}$ = 7.53 cm²/m > 6.1 cm²/m

*** Check of strain:**

T = C

$T = As\times fy = 754\times400 = 301.6KN$

$C = 0.85\times fc'\times b\times a$

$a = \frac{C}{0.85\times fc'_c\times b} = \frac{301.6\times10^3}{0.85\times24\times1000} = 14.78\ mm$

$_1$ = 0.85

$X = \frac{a}{_1} = \frac{14.78}{0.85} = 17.38\ mm$

$\varepsilon_s = \frac{d\text{-}x}{x}\times(0.003)$

$\varepsilon_s = \frac{170\text{-}17.38}{17.38}\times0.003 = 0.0263$

$\Rightarrow$ 0.0263 > 0.005 $\therefore$ OK.

4.13.4.1 Development Length of the Bars

$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}}\times\sim\times\ \ \times¥\times db$

$= \frac{400}{2\sqrt{24}}\times1\times1\times1\times1.2 = 48.98cm.$

Ld available > Ld_{req} = 48.98 cm $\Rightarrow$ OK

4.13.4.2 Design of Lateral Reinforcement

As = As for Shrinkage and temperature:

As = 0.0018×b×h

As = 0.0018×100×20

As = 3.6 cm^2

Not less than:

$0.2\times As_{main}$

$= 0.2\times 7.53 = 1.5\ cm^2/m.$

Select Φ12 with As = $1.13cm^2$.

$$S_{req} = \frac{1.13}{3.6}\times 100 = 31.39cm$$

Select S = 30 cm.

Select Φ12/30cm with As = $\frac{1.13\times 100}{30} = 3.76\ cm^2/m > As_{req} = 3.6\ cm^2/m.$

Select Φ12 @ 30 with $A_{s\ prov.}$ = 3.76 cm²/m > 3.6 cm²/m

4.13.4.3 Stairs at section (B-B & C-C) Details:

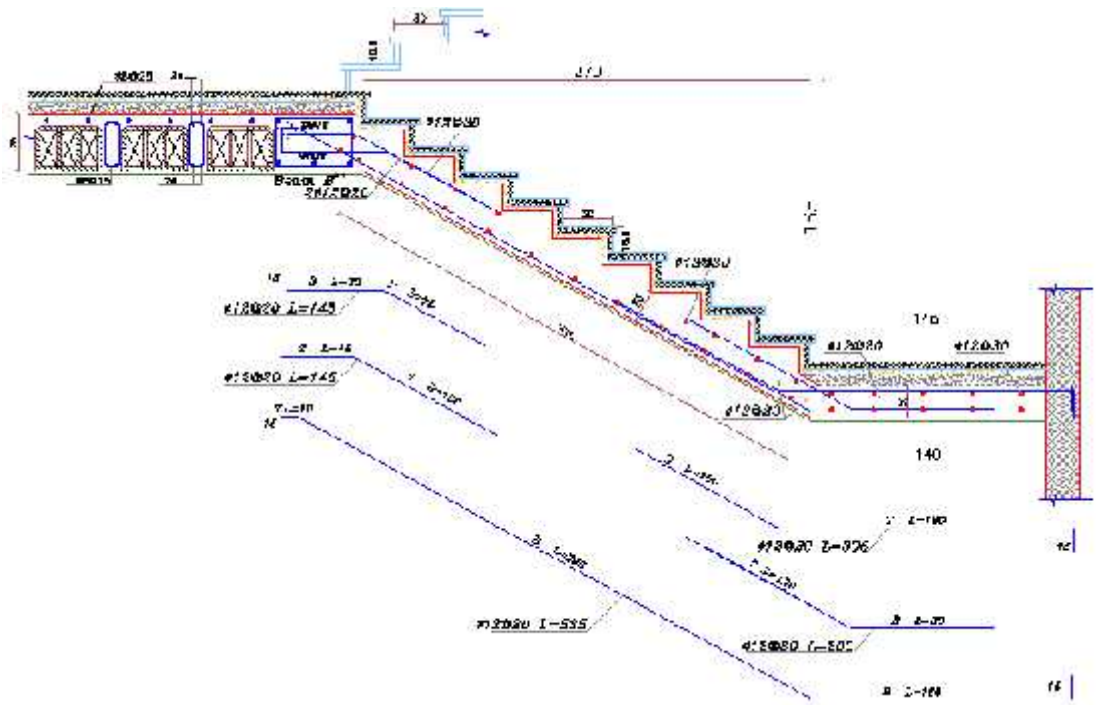


Fig.(4-30) Stairs at section (B-B & C-C) details.

4.13.5 Load Calculations in section (A-A):

The support reaction from section (B-B & C-C) on section (A-A)

D = 18.6 kN/m

L = 8.6 kN/m **on each slab.**

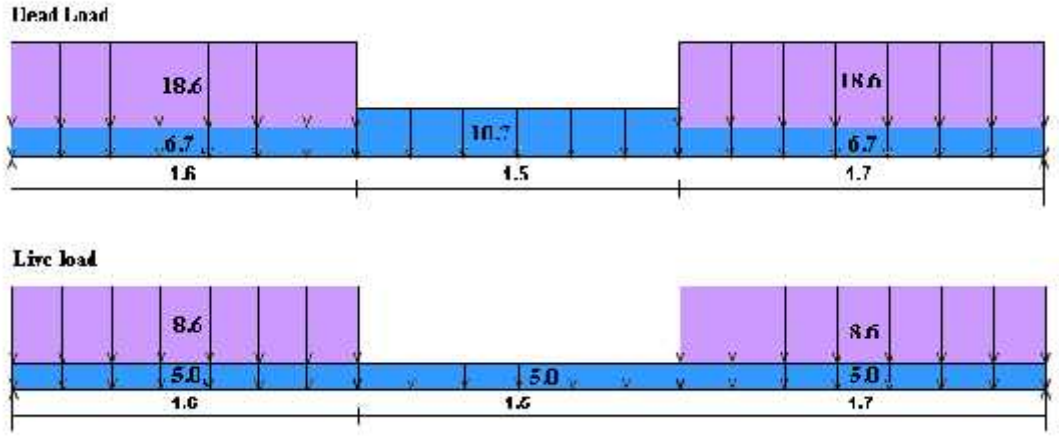


Fig.(4-31) Structural system of stairs at section (A-A)

-Dead Load

Horizontal Tiles $= 0.04 \times 24 \times (\frac{33}{30}) = 1.06$ KN/m².

Vertical Tiles $= 0.03 \times 24 \times (\frac{16.54}{30}) = 0.396$ KN /m².

Vertical mortar $= 0.03 \times 22 \times (\frac{16.54}{30}) = 0.36$ KN /m².

Horizontal mortar $= 0.03 \times 22 = 0.66$ KN/m².

Plaster $= \frac{(0.03 \times 22)}{(\text{Cos } 28.87)} = 0.75$ KN/m².

Steps $= (\frac{0.1654}{2}) \ 24 = 2$ KN/m².

Slab $= \frac{0.2 \times 24}{\text{Cos } 28.87} = 5.5$ KN/m² .

$\Rightarrow$ Total dead load = 10.73 KN/ m² .

-Live Load

- Live load for stairs = 5 KN/m².

-Factored Load

-For one meter strip:

$qu = 1.2 \times D.L + 1.6 \times L.L$

$\Rightarrow qu = 1.2 \times 10.73 + 1.6 \times 5 = 20.87$ KN/m.

4.13.6 Load Calculations of slab

Tiles + mortar = 0.05 * 24 =1.2 KN/m².

Slab = 0.2 * 24 * 1 = 4.8 KN/m².

Plaster = 0.03 * 22 = 0.66 KN/m².

Total dead load = 6.66 KN/m².

- Live load = 5 KN/m².

4.13.7 Design of Shear

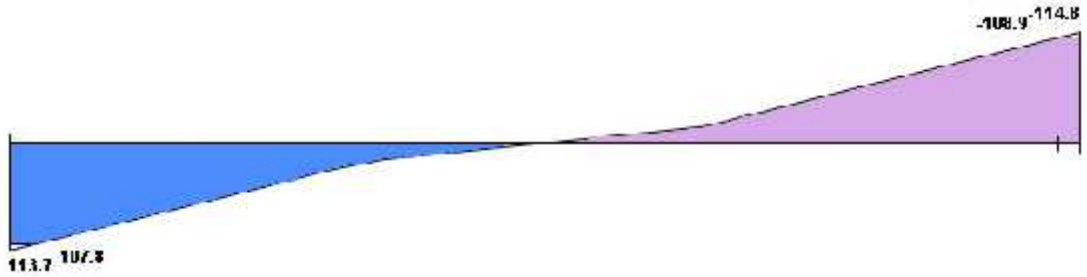


Fig.(4-32) Shear diagram of stairs at section (A-A)

$Vu_{max} = 108.9 * \cos(28.87) = 95.36KN$

$612.37 \times d = 95.36 \times 10^3$

$\Rightarrow d = 15.57cm$

$\Rightarrow\Rightarrow h_{req} = 15.57 + 2 + 1 = 18.57cm \leq h_{Selected} = 20\ cm.$

$\therefore h = h_{Selected} = 20\ cm.$

And No Shear Reinforcement is Required

4.13.8 Design of Bending Moment

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair.

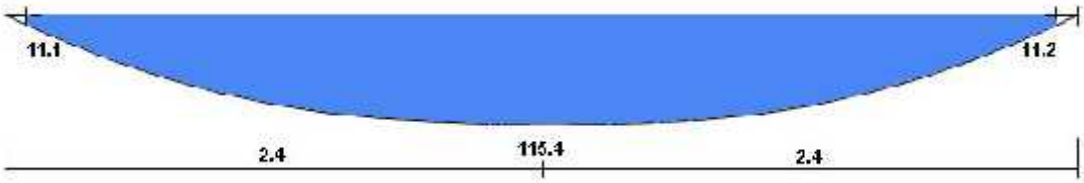


Fig.(4-33) Moment diagram of stairs at section (A-A)

Mu = 115.4 KN.m

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{115.4}{0.9} = 128.22 \text{ KN.m.}$$

Assume Ø 20 for main reinforcement:

d = 20 – 2 - 2 = 16cm.

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{128.22 \times 10^6}{1000 \times 160^2} = 5 \text{Mpa.}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{fy}}\right)$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5 \times 19.6}{400}}\right) = 0.0146$$

$$As_{req} = \rho_{req} \times b \times d$$

$$As_{req} = 0.0146 \times 100 \times 16$$

$$As_{req} = 23.36 \ cm^2 / m$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 160}{400} = 4.89 cm^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 160}{400} = 5.6 cm^2$$

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 20$

$As_{min} = 3.6 cm^2$

$As_{req} = 23.36 cm^2 > As_{min} = 5.6 cm^2$

$As_{req} = 23.36 cm^2$

Select Φ20 with As = $3.14 cm^2$

$$S_{req} = \frac{3.14}{23.36} \times 100 = 13.44 cm$$

Select S = 12.5cm.

S = 12.5 cm < S_{req} = 13.44 cm

S = 12.5 cm < 3×h = 60 cm

S = 12.5 cm < 45 cm.

Select Φ20/12.5cm with As = $\frac{3.14 \times 100}{12.5} = 25.12 cm^2/m > 23.36 cm^2/m$.

Select Φ20 @ 12.5with $A_{s\ prov.}$ = 25.12 cm²/m > 23.36 cm²/m

*** Check of strain:**

T = C

$T = As \times fy = 2512 \times 400 = 1004.8KN$

$C = 0.85 \times fc' \times b \times a$

$$a = \frac{C}{0.85 \times fc'_c \times b} = \frac{1004.8 \times 10^3}{0.85 \times 24 \times 1000} = 49.25\ mm$$

$_1 = 0.85$

$$X = \frac{a}{_1} = \frac{49.25}{0.85} = 57.94\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{\text{d-x}}{\text{x}} \times (0.003)$$

$$\varepsilon_s = \frac{160\text{-}57.94}{57.94} \times 0.003 = 0.0263$$

$\Rightarrow 0.0053 > 0.005 \quad \therefore$ OK.

4.13.8.1 Development Length of the Bars

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times db$$

$$= \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.98cm.$$

Ld available > Ld_{req} = 48.98 cm $\Rightarrow$ OK

4.13.8.2 Design of Lateral Reinforcement

As = As for Shrinkage and temperature:

As = 0.0018×b×h

As = 0.0018×100×20

As = 3.6 cm^2

Not less than:

$0.2 \times As_{main}$

= 0.2×23.36 = 4.67 cm^2/m.

Select Φ12 with As = 24.19cm^2.

$$S_{req} = \frac{1.13}{4.67} \times 100 = 31.39cm$$

Select S = 20 cm.

Select Φ12/20cm with As = $\frac{1.13 \times 100}{20}$ = 5.65 cm^2/m > As_{req} = 4.67 cm^2/m.

Select Φ12 @ 20 with $A_{s\ prov.}$ = 5.65 cm²/m > 4.67 cm²/m

4.13.8.3 Stairs at section (A-A) Detail:

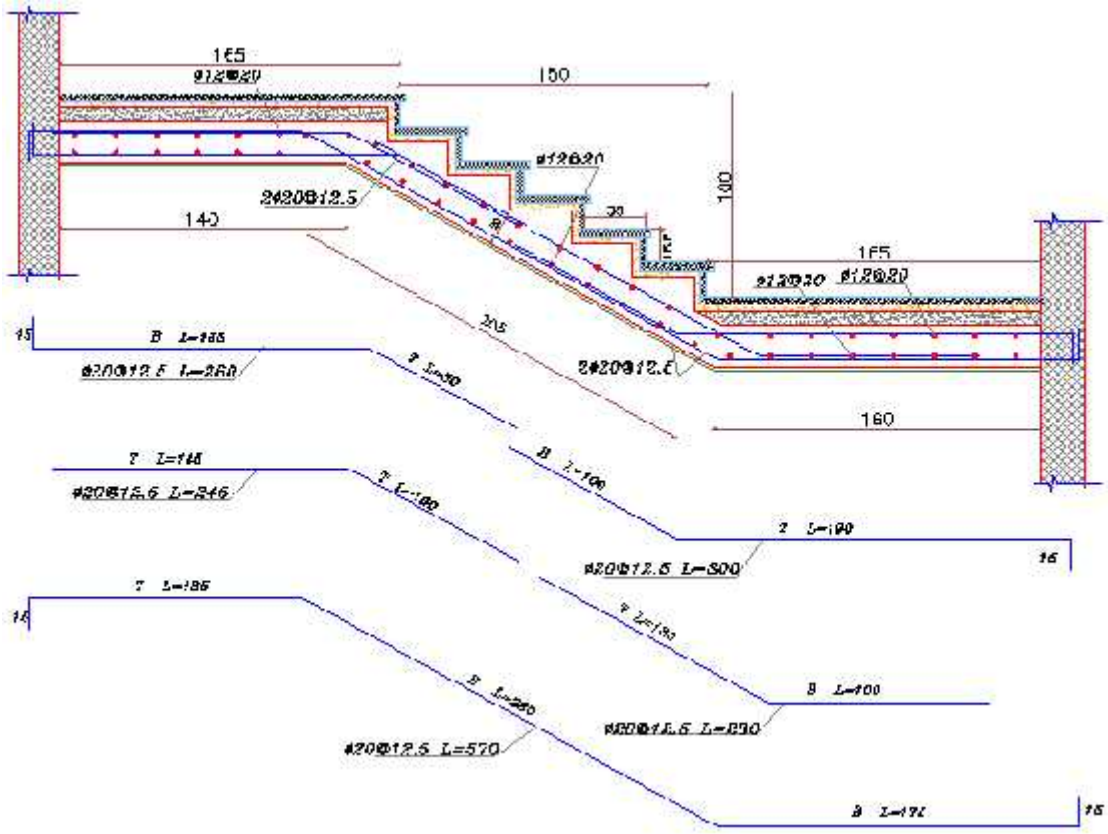


Fig.(4-34) Stairs at section (A-A) detail.

4.14 Design of Two Way Solid Slab

4.14.1 Load Calculations

Fig.(4-35) Structural system of two way solid slab

- Dead load of slab = 0.15×24 = 3.6 KKN/m².

- Dead load of plastering = 0.03×22 = 0.66 KN/m².

-Total dead load = 4.26 KN/m².

-Live load = 2 KN/m².

$Lx = 1.6m$

$Ly = 2.20m$

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{2.2}{1.6} = 1.375 < 2.$

Two way solid slab.

$h_{min} = 125\ mm.$

$Select\ h = 150\ mm > h_{min} = 125\ mm.$

$Kfx = 15.4$

$Kfy = 32.3$

$KAx = KAy = 1.91$

For 1m strip:

$qu = 1.2 \times D + 1.6 \times L$

$qu = 1.2 \times 4.26 + 1.6 \times 2 = 8.312\ KN/m$

$$Mux = \frac{qu \times Lx^2}{kfx} = \frac{8.312 \times 1.6^2}{15.4} = 1.38\ KN.m/m$$

$$Muy = \frac{qu \times Lx^2}{kfy} = \frac{8.312 \times 1.6^2}{32.3} = 0.658\ KN.m/m$$

$$Ay = Ax = \frac{qu \times Lx}{kAx} = \frac{8.312 \times 1.6}{1.91} = 6.963\ KN/m$$

$Mux = 1.38\ KN.m/m$

$Muy = 0.658\ KN.m/m$

Increasing of field moments:

$mfx = 1.258$

$mfy = 1.258$

$Mux = 1.38 \times 1.258 = 1.737\ KN.m/m$

$Muy = 0.658 \times 1.258 = 0.827\ KN.m/m$

4.14.2 Design of Shear Reinforcement

$Vu = 6.963KN.$

$\Phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d.$

$\Phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 120.$

$\Phi.Vc = 73.48KN.$

$\Phi.Vc = 73.48KN > Vu = 6.963KN.$

∴ No shear reinforcement is required.

4.14.3 Design of Reinforcement In x-Direction

$$Mnx = \frac{Mux}{0.9}$$

$$= \frac{1.737}{0.9}$$

$$= 1.93\ KN.m/m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2}$$

$$Rn = \frac{1.93 \times 10^6}{1000 \times 120^2} = 0.134\ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right)$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.134 \times 19.6}{400}}\right) = 3.36 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \rho_{req} \times b \times d$$

$As_{req} = (3.36 \times 10^{-4}) \times 100 \times 12$

$As_{req} = 0.4032\ cm^2 / m.$

Check for min. Reinforcement

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 120}{400} = 3.67 cm^2/m.$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 120}{400} = 4.2\ cm^2 / m.$$

$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 0.4032 = 0.524\ cm^2/m.$

$\therefore As_{req} < As_{min} = 4.2\ cm^2 / m.$

As_{req} Shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 15$

$As_{min} = 2.7\ cm^2/m.$

$\therefore$ Select Φ10 with As = 0.785 cm^2.

$$S_{req} = \frac{0.785}{2.7} \times 100 = 29\ cm.$$

Select S = 25 cm < S_{req}.

S = 25cm < S_{req} = 29 cm.

S = 25cm < 3×h = 45 cm.

Select Φ 10@ 25cm with $A_{s\ prov.}$ = 3.14 cm²/m > 2.7 cm²/m .

4.14.4 Design of Reinforcement In y-Direction

$$Mny = \frac{Muy}{0.9}$$

$$= \frac{0.827}{0.9}$$

$$= 0.92 \text{ kN.m/m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2}$$

$$Rn = \frac{0.92\times10^6}{1000\times120^2} = 0.064 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

$$m = \frac{400}{0.85\times24} = 19.6$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times R_n}{fy}}\right)$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times0.064\times19.6}{400}}\right) = 1.6\times10^{-4}$$

$$As_{req} = \rho_{req}\times b\times d$$

$$As_{req} = (1.6\times10^{-4})\times100\times12$$

$$As_{req} = 0.192 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$Asy \geq 0.2\times As_x$$

$$Asy = 0.192 \text{ cm}^2/\text{m} < 0.2\times3.39 = 0.678 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$As_{min} = \frac{0.25\times\sqrt{fc'}\times bw\times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25\times\sqrt{24}\times100\times12}{400} = 3.67\text{cm}^2/\text{m.}$$

Not less than:

$$\frac{1.4\times bw\times d}{fy} = \frac{1.4\times100\times12}{400} = 4.2cm^2/m. \Rightarrow Controls$$

$$1.3\times As_{req} = 1.3\times0.192 = 0.2496 \text{ cm}^2/\text{m} < As_{min} = 4.2cm^2/m.$$

As_{req} Shall not less than As_{min} for shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 15$

$As_{min} = 2.7\ cm^2/m.$

$\Rightarrow As_{req} = 2.7 cm^2$

$S_{req} = \frac{0.785}{2.7} \times 100 = 29$ cm.

Select S = 25 cm < S_{req}.

S = 25cm < S_{req} = 29 cm.

S = 25cm < 3×h = 45 cm.

Select Φ 10@ 25cm with $A_{s\ prov.}$ = 3.14 cm²/m > 2.7 cm²/m.

4.14.5 Design of Top Reinforcement

Reinforcement for shrinkage and temperature:

Select Φ8/15 cm in the two way

$As = \frac{0.50 \times 100}{15} = 3.33\ cm^2/m > 2.7\ cm^2/m.$

Select Φ 8@15cm with $A_{s\ prov.}$ = 3.33 cm²/m > 2.7 cm²/m.

4.15 Design of Basement wall:

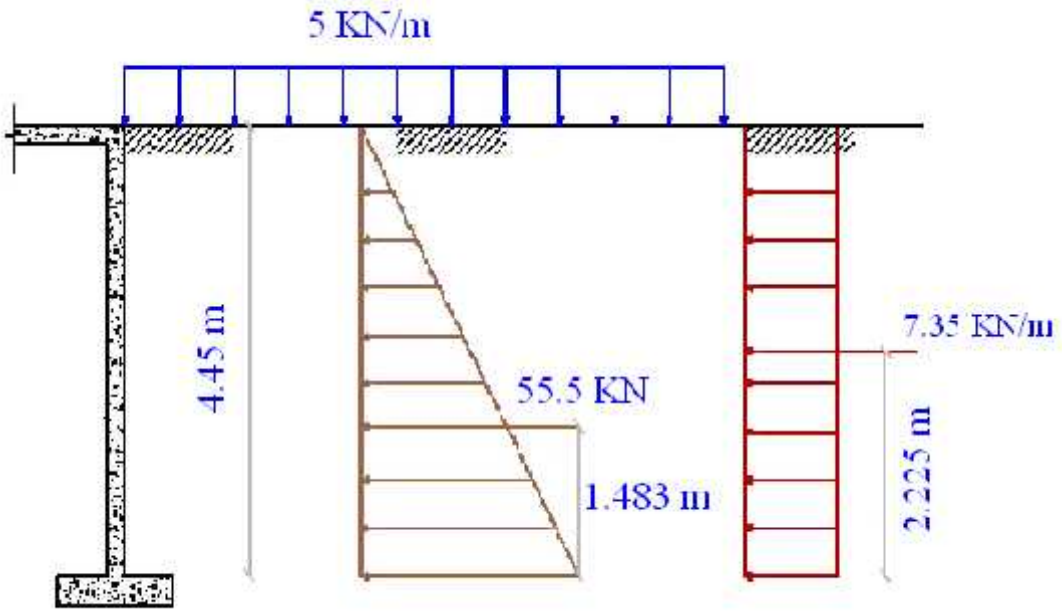


Fig. (4-36): Basement wall-Diagram

4.15.1 Load Calculation:

$e_o = \gamma * h * K_o$

$\theta = 30^o$

$$K = \frac{1-\sin^{-}}{1+\sin^{-}} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 0.33$$

$e_o = 17*4.45*0.33 = 24.96$ KN/m

$e_p = P*K_o$

$= 5*0.33 = 1.65$

4.15.2 Thickness Calculation:

Assume $\rho = 0.011$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Rn = \rho \times fy(1 - 0.5m\rho)$$

$$Rn = 0.011 \times 400(1 - 0.5 \times 19.6 \times 0.011) = 3.925$$

$$Rn = \frac{Mu}{0.9 \times b \times d^2} \Rightarrow 3.925 = \frac{150 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times d^2}$$

$d = 20.6cm$

$H = 206 + 30 + 10 = 246mm$

$Select....H = 30cm$

4.15.3 Wall Design:

Mu=150 KN.m

$$Rn = \frac{Mu}{0.9 \times b \times d^2} = \frac{150 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 260^2} = 2.465$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 2.465}{400}}\right) = 6.58 \times 10^{-3}$$

$$As = 0.00658 \times 100 \times 26 = 17.12 cm^2 / m$$

Select Φ18@10cm with As = 25.4 cm^2 / m

$As_{min} = 0.0012 * b * h$

$= 0.0012 * 100 * 30$

$= 3.6\ cm^2$

$As > As_{min}$

4.15.4 Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

1- As = (1/5)*As main. = (1/5)*17.12 = 3.424 cm^2 ---- controls

2- As for shrinkage and temperature= 3.6 cm^2

Select Φ12@25cm with $A_{S\ prov.}$= 3.6 cm²/m. at main reinforcement layer
Select Φ12@25cm with $A_{S\ prov.}$ = 4.52 cm²/m horizontal and vertical at the other layer

4.15.5 Check for Shear:

$Vu = 110KN.$

$$¤Vc = 0.75\left(\frac{\frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times (206)}{1000}\right)$$

$¤Vc = 159.2KN > Vu = 110KN.$ No shear reinforcement is required.

4.15.6 Basement Wall Detail:

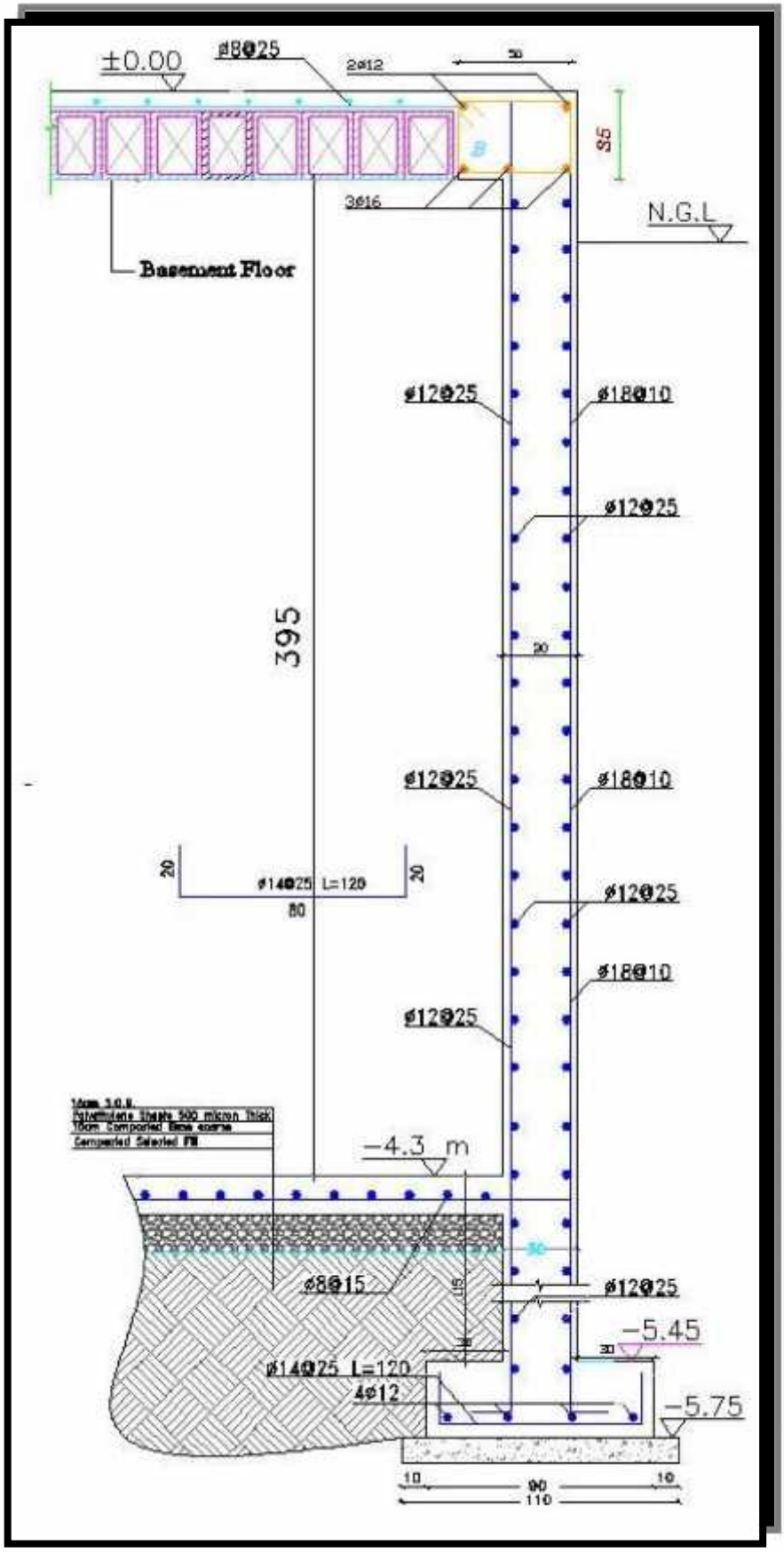


Fig. (4-37): Basement wall-Details

4.16 Design of Shear wall:

4.16.1 Calculation of loads:

W_{Floor} = Total dead loads of the floor **.**

$W_{Basement\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 17192 KN

$W_{Ground\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 16365.5 KN

$W_{First\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 16365.5 KN

$W_{Second\ t\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 15927.5 KN

$W_{Third\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 14307.5 KN

W_{Total} = $W_{Basement} + W_{Ground} + W_{First} + W_{Second} + W_{Third}$ = 80157 KN

4.16.2 Calculation of shear force on "shear walls":

From Uniform Building Code 1997(UBC), the total design base shear in a given direction shall be determine from the following formula :

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \text{.....(Eq.30-4)}$$

The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \text{.....(Eq.30-5)}$$

The total design base shear shall not be less than the following:

$$V = 0.11Ca.I.W \text{.....(Eq.30-5)}$$

$$\mathbf{h_n = H_{Building} = 23.1\ m}$$

Where:

Z **=** seismic zone factor as given in Table 16-I and its equals 0.30 .
R **=** numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-P and its equals 5.50**.**
I **=** importance factor given in Table 16-K and its equals 1.00 .
Ca **=** seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q and its equals 0.24 .
Ct **=** numerical coefficient given in Section 1630.2.2 and its equals 0.0488 .
Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R and its equals 0.24 .
hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to Level *i*, *n* or *x*, respectively.

Eq…30-8 (UBC) $T = C_t(h_n)^{3/4}$

$$T = 0.0488(23.1)^{3/4} = 0.51$$

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T}W = \frac{0.24\times1}{5,5\times0.51}W = 0.085\,W \quad \text{control}$$

$$V_1 = \frac{2.5Ca.I}{R}W = \frac{2.5\times0.24\times1}{5.5}W = 0.109\,W$$

$$V_1 = 0.11Ca.I.W = 0.11\times0.24\times1\times W = 0.0264\,W$$

$$\rightarrow\rightarrow V = 0.083\,W = 0.083\times80157 = 5611KN \quad \text{control}$$

$$Ft = 0.07\times T\times V = 0.07\times0.51\times5611 = 201.96$$

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx	FX
Floor(3)	**14307.5**	**5611**	**22.77**	**201.96**	**5409**	**355781.7**	**1687.98**	**1894.38**
Floor(2)	**15927.5**	**5611**	**18.47**	**201.96**	**5409**	**294180.925**	**1395.72**	**3290.1**
Floor(1)	**16365.5**	**5611**	**14.17**	**201.96**	**5409**	**231899.135**	**1100.23**	**4390.1**
Floor(0)	**16365.5**	**5611**	**9.87**	**201.96**	**5409**	**161527.48**	**766.35**	**5156.68**
Floor(B)	**17192**	**5611**	**5.57**	**201.96**	**5409**	**95759.44**	**454.32**	**5611**
∑	**80157**					**1140072.755**		

Table (4 – 3) Calculation of the total Fx.

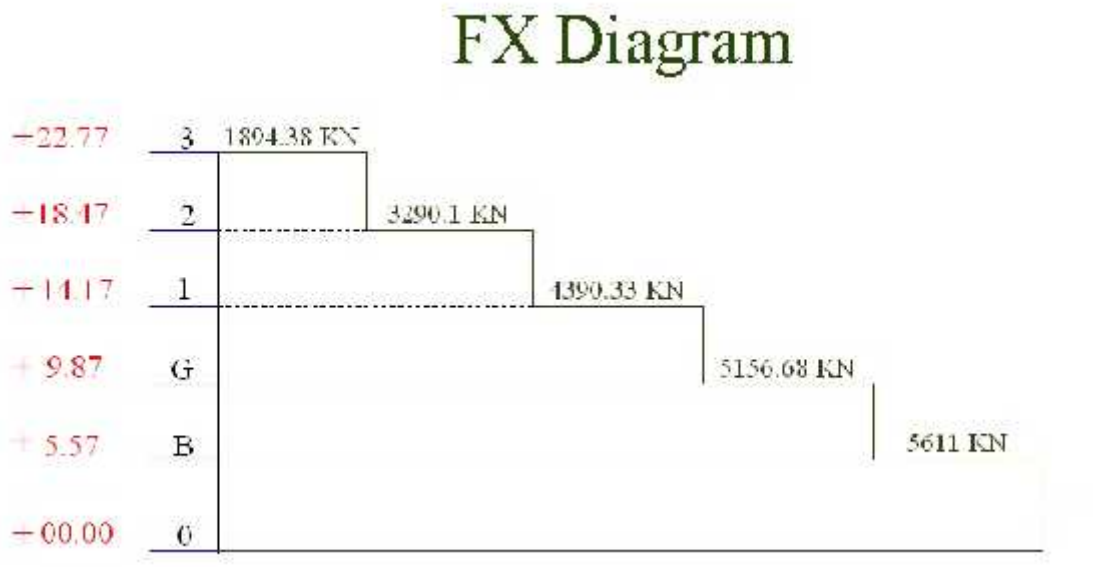


Fig. (4-38): Fx-Diagram

By using the software (Staad pro.) to Analysis the shear wall it was get result as the following:
"It was effect 100 KN to building from the side"

NO. plate	Dimension	Sxy KN/m2	FXY KN
١	1.3*0.2	16.4	4.264
٢	1.3*0.2	12.22	3.1772
٣	1.3*0.2	11.07	2.878
4	1.3*0.2	11.20	2.912

Table (4 – 4) Calculation "Sxy" from STAAD Program

FXY = dimension * **Sxy**
FXY1 = 1.3*0.2*16.4 = 4.264
FXY2 = 1.3*0.2*12.22 = 3.1772
FXY3 = 1.3*0.2*11.07 = 2.878
FXY3 = 1.3*0.2*11.20 = 2.912

$$\sum_{i=1}^{n} FXY = 4.264 + 3.1772 + 2.878 + 2.912 = 13.2312$$

$$\%FXY = 13.2312/100 = 0.132$$

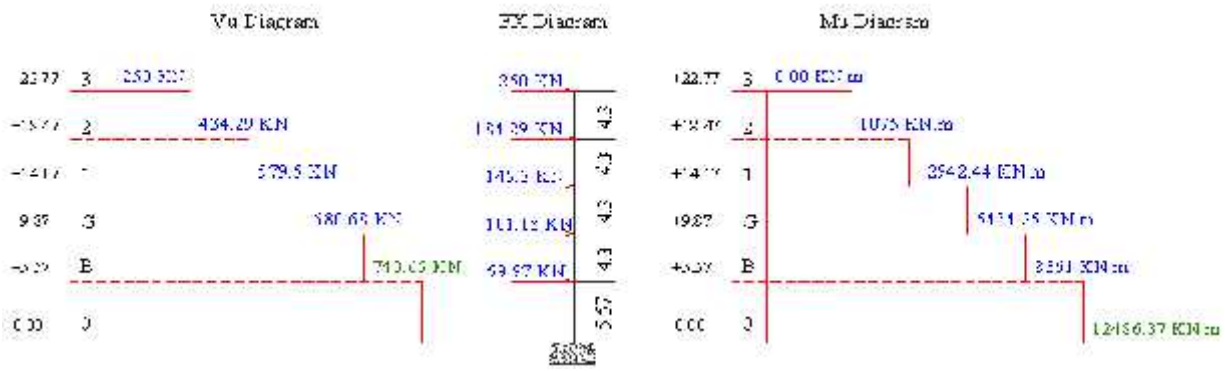


Fig. (4-39): Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.

4.16.3 Shear Wall Design Parameters:

Fc =24 MPa

fy Fy =400 MPa.

h=25 cm. Shear wall thickness.

L_w=5.2 m. shear wall width

Hw=22.77 m. Story height.

4.16.4 Design of the Horizontal Reinforcement:

Vu=740.65 KN
Vn=740.65/0.75=987.53KN

d=0.8*Lw=0.8*7..2=4.16 m.

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times h \times d$$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 200mm \times 4160mm = 679.32\,kN$$

$V_s = V_n - V_{c1}$

=987.53 – 679.32 = 308.21 KN.

$$\frac{A_{Vh}}{s_2} = \frac{V_S}{fy * d} = \frac{308.21kN}{400N/mm^2 * 4160mm} = 0.185 \text{ mm.}$$

$\frac{A_{Vh}}{s_2}$ =0.0025*h=0.0025*200mm= 0.5 mm.

S_2 =Lw/5=5200/5=1040 mm.

S_2 =3*h=3*200cm=600 mm.

Use 2 Φ10 with As = 1.57 cm^2.

$\frac{A_{Vh}}{S_2}$ =0.5mm > 0.185mm

$\frac{157}{S_2}$ =0.5mm

$S_2 = 314mm$

Select S_2 =20 cm < S_2 = 31.4 cm < S_2 = 104cm

Use 2Φ10 @ 20cm C/C for the reinforcement in two layers.

4.16.5 Design of the Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{Vh}}{S_2 * h} - 0.0025)]S_1 * h$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{22.77}{5.2} = 34.378 > 2.5$$

>> A_{Vn} =0.0025 S_1 h.

S_1 = Lw /3 =5200 /3=1733.3 mm.

S_1 =3 * h = 3*200 =600 mm.

Use 2 Φ10 with As = 1.57 cm^2.

>>157 = 0.0025* S_1 * 200

S_1 = 314mm

Select S_1 =20 cm < S_{erq} =31.4

Select S_1 =20 cm < S_1 = 60 cm < S_1 = 173.33 cm

Use 2Φ10 @ 20cm C/C for the reinforcement in two layers.

4.16.6 Design of moment:

At Mu= 8361 KN.m

$$C \geq \frac{L_w}{4.5} \text{.....} ACI_{Eq.}(21-8)$$

$$C \geq \frac{5.2}{4.5} = 1.155m$$

$$C_W = C - 0.1 * L_w$$

$$C_W = 1.155 - 0.1 * 5.2 = 0.635m$$

$$C_W = \frac{C}{2} = \frac{0.635}{2} = 0.3175m$$

$$Select\ C_W = 0.4m > 0.3175m$$

As= (L_W /S_1)*1.57

As= (5.2m/0.4m)*1.57 = 20.41 cm^2.

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{\frac{2 + (0.85 * f_{C'} * Lw * h)}{As * fy}} = \frac{1}{\frac{2 + (0.85 * 0.85 * 24 * 5200 * 250)}{2041 * 400}} = 0.0362$$

Mn= Φ (0.5*As*fy*Lw (1- $\frac{Z}{Lw}$))

Mn=0.9*0.5*2041*400*5200(1-0.0362)=1848.097 KN.m.

Mu=8361-1848.097=6512.9 KN.m.

$$Ast = \frac{Mu/\Phi}{fy(Lw - Cw)} = \frac{6512.9 * 10^6 / 0.9}{400(5200 - 400)} = 3769.04\ mm^2$$

Ast=8%*b*C_W

Ast=8%*20*40 = 64 cm^2 > Ast=37.69 cm^2

As of (1Φ20) =3.14 cm^2

Select 12Φ20 with As= 12* 3.14 = 37.7 cm2 > Ast = 37.69 cm2

And As = 12 * 3.14 = 37.7< Ast max = 64 cm2

4.16.7 Shear Wall Detail:

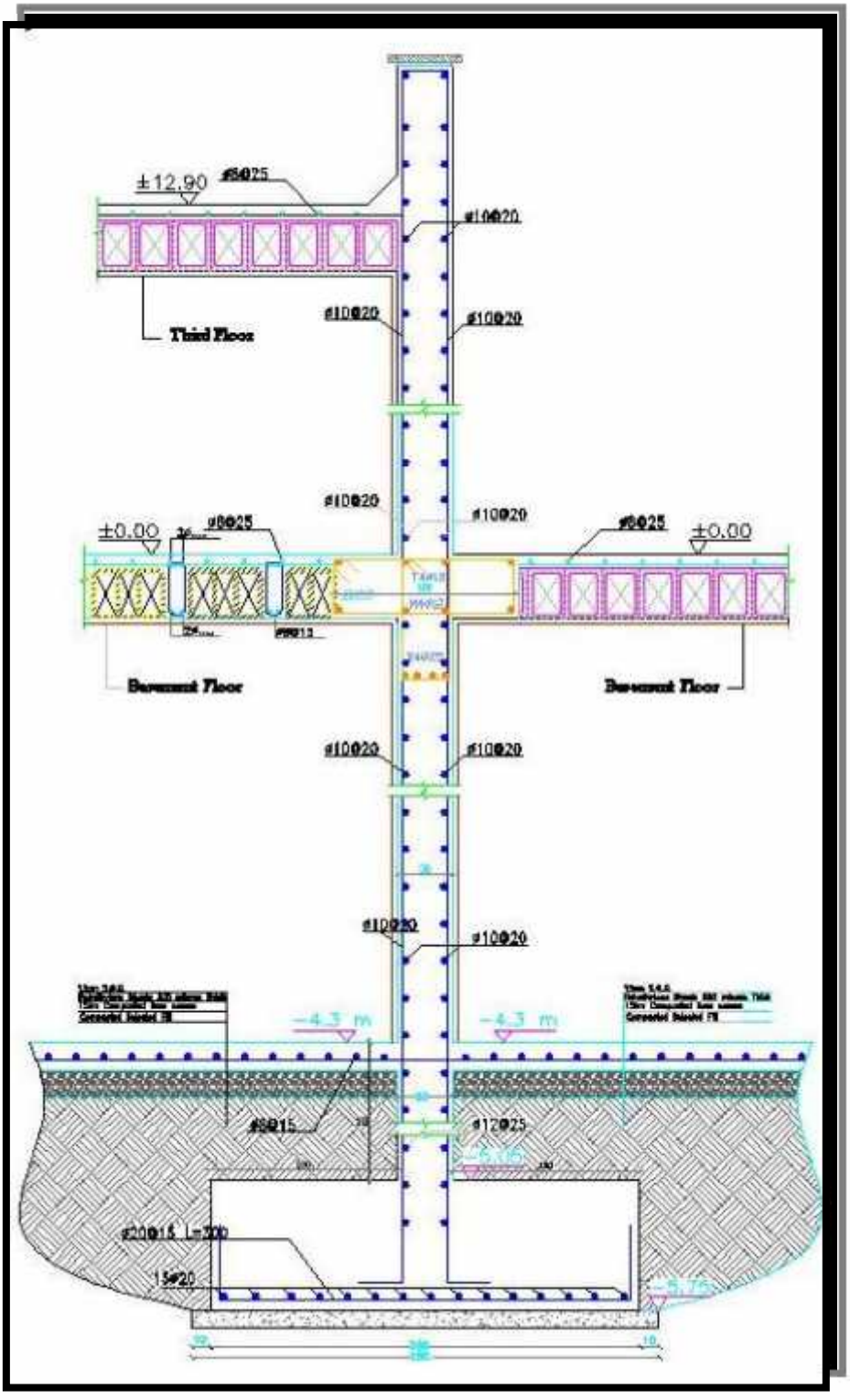


Fig. (4-40): Shear wall detail.

4.17 Design of Retaining Wall:

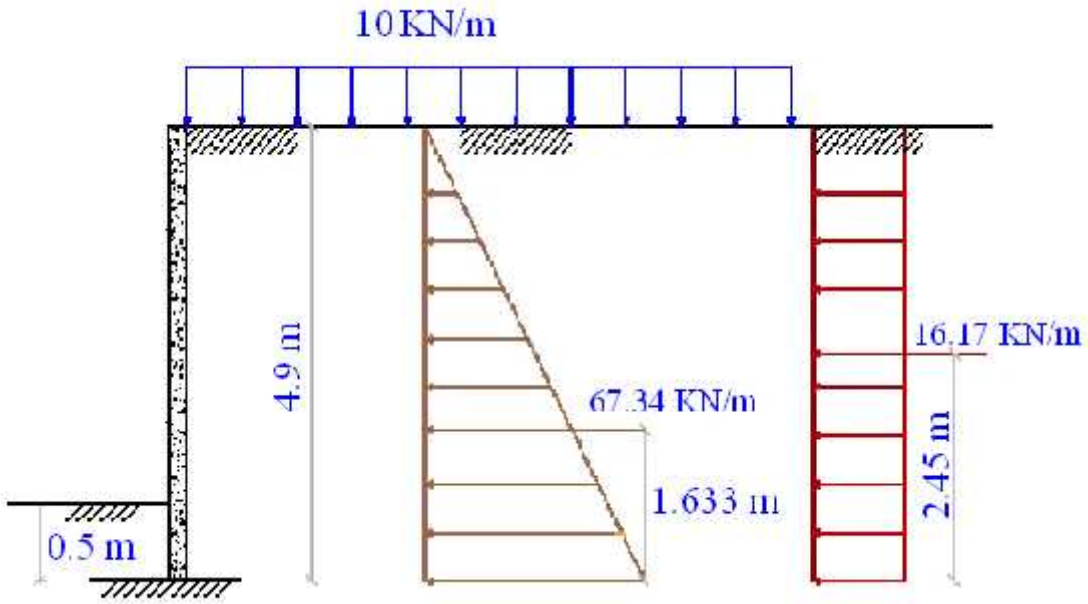


Fig. (4-41): Retaining wall-Diagram

4.17.1 Estimation of depth footing:

$$h = 0.1 * H$$

$$H = 4.4 + 1 = 5.4m$$

$$h_f = 0.1 * 5.4 = 0.54m \text{.....take } 0.5 \text{ m}$$

4.17.2 Estimation of thickness of wall:

$$e_{ah} = k_a * \gamma * h$$

$$e_{ah} = 0.33 * 17 * 4.9 = 27.49 kn / m^2$$

$$E_a = e_{ah} * \frac{H}{2}$$

$$E_a = 27.49 * \frac{4.9}{2} = 67.3\ 4\ KN / m$$

$$e_{ph} = k_p * \gamma * H' = 3 * 17 * 0.5 = 25.5\ KN / m^2$$

$$E_{ph} = e_{ph} \frac{H'}{2} = 25.5 * \frac{0.5}{2} = 6.375\ KN / m$$

$$e_{ap} = k_a * 10 = 3.3 KN / m^2$$

$E_p = 3.3 * 4.9 = 16.17 \text{ KN/m}$

E_a for one meter strip = 67.34 KN/m

$E_{ph} = 6.375 \text{ KN/M} \ (\text{neglegted})$

$$MRo = E_a * 1.633 + E_p * \frac{4.9}{2}$$

$MRo = 67.34 * 1.633 + 16.17 * 2.45 = 149.58 \text{ KN.m}$

The waight of wall can be neglected (small)

Mu = 1.6Mo = 1.6 * 149.58 = 239.33 KN.m

assume $\rho = 0.01$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = 19.6$$

$Rn = \rho * (fy * (1 - 0.5 * \rho * m))$

$Rn = 0.01 * (400 * (1 - 0.5 * 0.01 * 19.6)) = 3.608$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{239.33 * 10^6}{0.9 * 1000 * d^2} = 3.608$$

$$d_{req.} = \sqrt{\frac{239.33 * 10^6}{0.9 * 1000 * 3.608}} = 271 \text{ mm}$$

$$h_{wall} = d_{req.} + cover + \frac{d}{2} = 311 \text{mm}$$

select $h_{wall} = 35$ cm

4.17.3 Design of main reinforcement:

$d = 35 - 3 - 1 = 31$ cm

Mu = 239.33

$$Rn = Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{239.33 * 10^6}{0.9 * 1000 * (310)^2} = 2.767$$

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.767 * 19.6}{400}}\right) = 0.00746$$

$As_{req.} = \rho * b * d = 0.00746 * 31 * 100 = 23.12 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 310}{400} = 9.49 cm^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 310}{400} = 10.85 cm^2$$

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 30$

$As_{min} = 5.4 cm^2$

$As_{req} = 23.12 cm^2 > As_{min} = 10.85 cm^2$

$As_{req} = 23.12 cm^2$

Select Φ18 with As = $2.54 cm^2$

Select Φ18@ 10cm

4.17.4 Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

1- As = (1/5)*As req. = (1/5)*23.12 = 4.62 cm^2 ---- controls

2- As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 30$

$As_{min} = 5.4 cm^2$

Select Φ12@20cm with $A_{S\ prov.}$= 5.65 cm²/m. at main reinforcement layer
Select Φ12@20cm with $A_{S\ prov.}$ = 5.65 cm²/m horizontal and vertical at the other layer

4.17.4 Retaining Wall Detail:

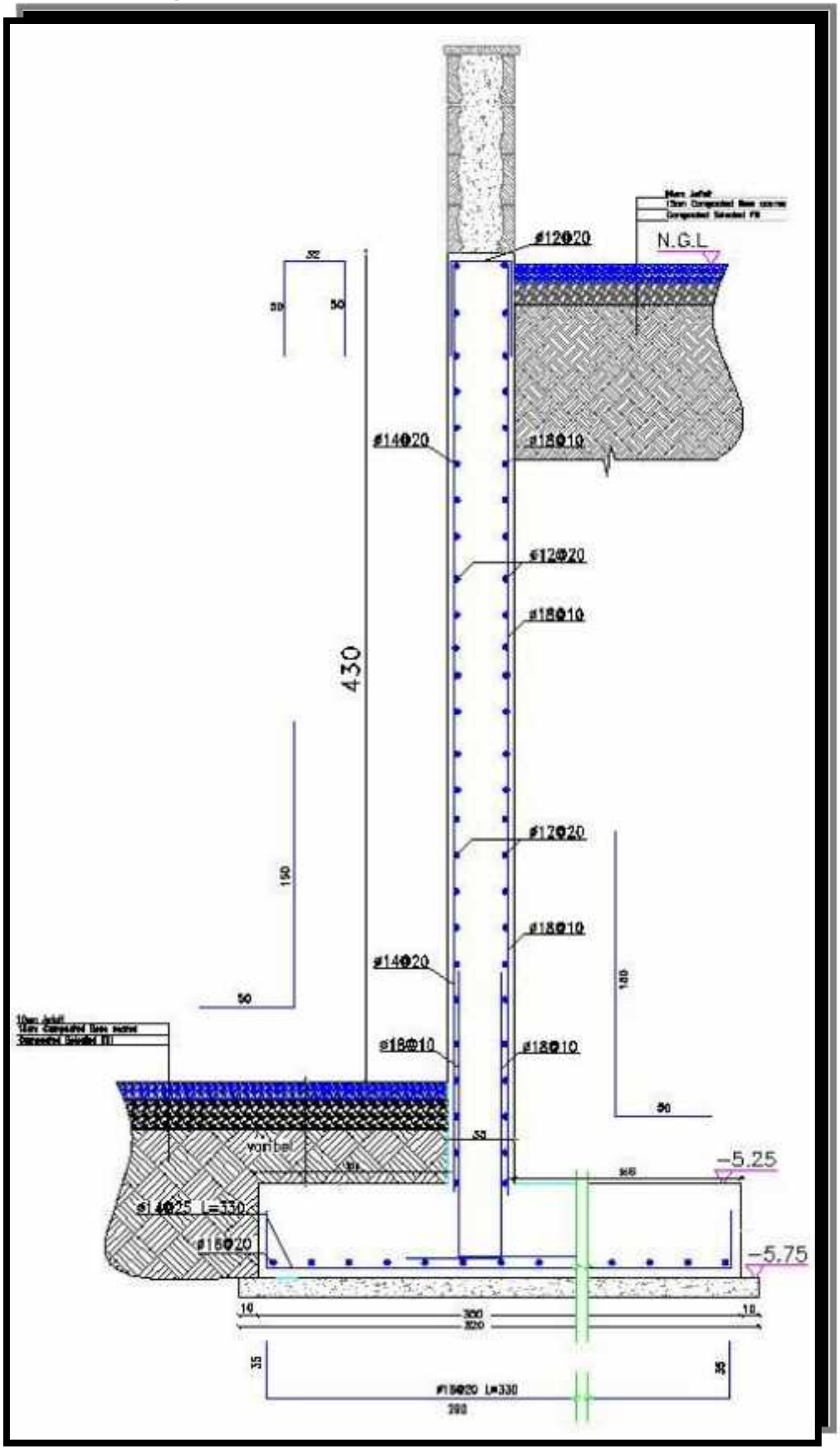


Fig. (4-42): Retaining wall detail.

الفصل الخامس 5

النتائج والتوصيات

(5-1) النتائج.

(5-2) التوصيات.

1.5 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتـــى يســـتطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعـــة الموقـــع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 5 كغم/سم^{2} .

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (Tow-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظرا لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظـــرا لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

6.أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة، فقد تم استخدام برنامج **(Atir)** في التصـــميم الانشـــائي للعناصر الانشائية، ومقارنة التسليح بتسليح كافة العناصر بعد أن تم حساب تسليحها يدويا وقد كانـــت النتائج متطابقة في كلتا الحالتين.

8. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

9. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

2.5 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ــ من خلال هذه التجربة ــ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

الفعاليات / الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
اختيار المشروع																															
دراسة المخططات المعمارية																															
توزيع الأعمدة																															
دراسة المبنى إنشائياً																															
التحليل الإنشائي																															
التصميم الإنشائي																															
إعداد المخططات																															
كتابة المشروع																															
عرض المشروع																															

الجدول (1-1): جدول الترتيب الزمني.

ملاحظة:

المربع الاحمر في منتصف الجدول يشير الى موعد تسليم مقدمة المشروع في الاسبوع الرابع عشر .

المربع الاحمر في اخر الجدول يشير الى موعد تسليم المشروع في الاسبوع الثلاثون .

المصادر والمراجع

المصادر والمراجع:

1. American Concrete Institute (A.C.I.) , **Building Code Requirement for structural concrete** (ACI - 318M – 02).
2. Uniform Building Code (UBC-97).

3. مجلس البناء الوطني الأردني، **كود البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى** ،عمان ،الأردن، 1990م.

4. موقع وزارة الشؤون البلدية والقروية، المملكة العربية السعودية، **الاشتراطات البلدية والفنية للمجمعات والمراكز التجارية**

http://www.momra.gov.sa

5. موقع المملكة المعمارية، تصميم المراكز التجارية.

http://www.m3mare.com

- المواقع الالكترونية:

١) www.islamonline.net
٢) www.sha3teely.com
٣) www.alhandasa.net
٤) www.tkne.net
٥) www.ul.ie