بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لعمارة جوهرة السلام

فريق العمل

عزك العصفرة

مصعب الكوازبة

إشراف :

د. هيثم عياد .

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس

في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران – 2010

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لعمارة جوهرة السلام

فريق العمل

عزت محمد العصافرة

مصعب موسى الكوازبة

بناء 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 المشرف
د.هيثم عياد.
.....

توقيع اللجنة المناقشة

....

توقيع رئيس الدائرة
م. خليل كرامة.
.....

حزيران - ٢٠١٠

الإهـــــــــــــــــــــــــداء

إلى المعلم الأول سيد البشرية .... **رسولنا محمد بن عبدا ص**.

إلى من هم أحق منا بالحياة إلى ......الشهداء .

إلى الأسود الرابضة خلف القضبان...... إلى من كسروا قيد السجان **الأسرى** .

إلى أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى أبي العزيز .

إلى نبع العطاء وسيل الحنان أمي العزيزة .

إلى عنوان سعادتي إلى إخوتي الأعزاء .

إلى هبة السماء **إلى** أصدقائي الأوفياء .

إلى الشموع المحترقة لإنارة الدرب أساتذتي الغوالي .

إلى من عرفتهم في زمن قل فيه الأخيار زملائي وزميلاتي .

إلى منهل العلم إلى **جامعتي** .

إلى من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بولتيكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الاداري .

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور ....هيثم عياد .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لعمارة جوهرة السلام

إعداد

عزت العصفرة مصعب الكوازبة

جامعة بوليتكنك فلسطين

الملخص

يعتبر شارع السلام من احد الشوارع الرئيسية في مدينة خليل الرحمن كما انه يصاحب حركة تجارية نشطة وكثافة سكانية لا بأس بها ، الا انه ورغم كل هذه المواصفات ينقصه بعض المباني المميزة التي يجب ان تميزه عن غيره من الشوارع ، برغم احتوائه على مسجد الانصار الشهير الا انه لا يعطيه الطابع التجاري المعروف عن مدينة خليل الرحمن كما طابعها الاقتصادي ، فكان لزاما بان تكون منشأة تزيل هذه الغيمة فكانت جوهرة السلام لتنير شارع السلام بنورها كما يزداد جمالا بجمالها .

ولما كانت الدراسات السابقة تشكل ثروة بما تحويه من تجارب وأفكار، ويمكن للباحث الاستفادة منها والوقوف عند نتائجها، في هذا البحث سوف يتم الوقوف عند عدد من هذه الدراسات ، ونهجنا في هذا المشروع شأن ما ماثله من مشاريع يقوم على دراسة المخططات المعمارية المقترحة للمشروع، ثم الانتقال إلى العمل الإنشائي مبدوءاً بتوزيع الجسور والأعمدة ، وتحديد الأحمال والنظام الإنشائي الأفضل الذي سيتم اختياره بكل ما يحويه من عناصر إنشائية، لننتقل بعد ذلك إلى التصميم الإنشائي الكامل لكل عنصر من العناصر الإنشائية، وننتهي أخيراً بعمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ،واستخدام (UBC-97) لتحديد أحمال الزلازل ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي فتم تصميم المقاطع باستخدام الكود الأمريكي (ACI-318_2005) ، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج المحوسبة مثل Autocade2008 , Atir , Microsoft Office Staad-Pro2007 وغيرها.

وبعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره يتوقع أن نخرج بعدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ،من حيث تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

Structural Design for the building of Jewel of the peace

Prepared by

Izzat M.Alasafra Muss'ab M. AlKawazbeh

Palestine Polytechnic University

Abstract

Perhaps one of Salam Street in the main streets of Hebron City, and he's an active movement and population density is not too bad, but despite all these specifications lacks some of the landmark buildings that likes to distinguish it from other streets, although it contains the famous Al-Ansar mosque, it does not gives the commercial character of the city known as Khalil al-Rahman as its economic aspect, and had to be to be a facility to remove this cloud was the jewel of peace for its light illuminates Salam Street are also
increasingly beautiful beauty.

In this project many useful previous studies and projects and used them as guidelines to help through project, such as old graduation projects and civil engineering studies.

For structural design of this project, Jordanian Construction Code was used for determining live loads, where ACI-318-05 code is to be used for structural analysis and design for all structural elements, and some of computer software will be used, such as Autocad2008, Atir, and Office2007, Staad-Pro2007…etc.

By the end of this project, the structural design for structural elements in this building will be done.

Table of Contents

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	ii
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
صفحة الملخص باللغة العربية	v
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vi
الفهرس	vii

		رقم الصفحة
الفصل الأول	المقـدمـة	
١-١	مقدمة	٢
١-٢	نظرة عامة	٢
١-٣	مشكلة المشروع	٣
١-٤	أسباب اختيار المشروع	٤
١-٥	أهداف المشروع	٤
١-٦	نطاق المشروع	٥
١-٧	خطوات المشروع	٥
١-٨	وصف المشروع	٦
الفصل الثاني	الوصف المعماري	
٢-١	مقدمة	٩
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	٩
٢-٣	موقع المشروع	٩
٢-٤	أهمية الموقع	١٠
٢-٥	حركة الشمس والرياح	١٠
٢-٦	وصف الحركة	١٠
٢-٧	العناصر المعمارية	١١
	٢-٧-١ وصف الواجهات	١١
	٢.١.٧.١ الواجهة الشرقية	١٢
	٢.١.٧.٢ الواجهة الشمالية	١٣

الفصل الرابع	٢ .٣.١.٧ الواجهة الجنوبية	"Structural Analysis and Design" ١٤
	٢.١.٧.٤ الواجهة الغربية	١٥
	٢-٧-٢ وصف الطوابق	١٦
	٢ .١.٢.٧ كراج التسوية	١٦
	٢ .٢.٢.٧ الطابق الأرضي	١٧
	٢ .٣.٢.٧ الطابق طابق السدة	١٨
	٢.٢.٧.٤ الطابق الأول وحتى السادس	١٩
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	
٣-١	مقدمة	٢١
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	٢١
٣-٣	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	٢٢
٣-٤	الأحمال	٢٢
	٣.٤.١ الأحمال الميتة	٢٢
	٣.٤.٢ الأحمال الحية	٢٣
	٣.٤.٣ الأحمال البيئية	٢٤
	٣.٤.٣.١ أحمال الثلوج	٢٤
	٣.٤.٣.٢ أحمال الرياح	٢٥
	٣.٤.٣.٣ أحمال الزلازل	٢٦
	٣.٤.٣.٤ أحمال الانكماش والتمدد	٢٦
٣-٥	الاختبارات العملية	٢٦
٣-٦	العناصر الإنشائية	٢٧
	٣.٦.١ العقدات	٢٨
	٣.٦.٢ الجسور	٣٠
	٣.٦.٣ الأعمدة	٣٢
	٣.٦.٤ جدران القص	٣٣
	٣.٦.٥ الأساسات	٣٤
	٣.٦.٦ الأدراج	٣٥
	٣.٦.٧ الجدران الاستنادية	٣٦
٣-٧	البرامج المستخدمة	٣٦

٣8	**Introduction**		**4-1**
٣8	**Determination of thickness of ribbed slabs**		**4-2**
٣٩	**Load Calculations**		**4-3**
39	**Design of topping**		**4-4**
٤0	**Design of ribs (R06) at 7th floor**		**4-5**
٤1	**Design of negative moment for rib (R06)**	**4.5.1**	
٤2	**Design of positive moment for rib (R06)**	**4.5.2**	
44	**Design of shear for rib (R06)**	**4.5.3**	
45	**Design of Beam(B10)at 7th floor**		**4-6**
46	**Design of negative moment for beam (B10)**	**4.6.1**	
48	**Design of positive moment for beam (B10)**	**4.6.2**	
٥0	**Design of shear for beam (B10)**	**4.6.3**	
52	**Design of One-way solid slab**		**4.7**
52	**Check if it's one way**	**4.7.1**	
53	**Determination of thickness**	**4.7.2**	
53	**Load Calculation**	**4.7.3**	
53	**Design for positive moment**	**4.7.4**	
54	**Check for Strain**	**4.7.5**	
54	**Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer**	**4.7.6**	
54	**Development length of the bars**	**4.7.7**	
55	**Design of Stairs**		**4.8**
55	**Determination of Slab thickness**	**4.8.1**	
55	**Load calculation**	**4.8.2**	
56	**Design Against Shear**	**4.8.3**	
57	**Design Against Bending**	**4.8.4**	
58	**Design of Landing**	**4.8.5**	
59	**Design Against Shear**	**4.8.5.1**	
60	**Design Against Bending**	**4.8.5.2**	
61	**Design of column**		**4.9**
61	**Design of Short column (col.17)**	**4.9.1**	

61	Load Calculation	4.9.1.1
61	Design of Main Reinforcement	4.9.1.2
62	Design of Tie Reinforcement	4.9.1.3
62	Design of long column	4.9.2
62	Load Calculation	4.9.2.1
62	Determination of Agreq	4.9.2.2
63	Check Slenderness Effect	4.9.2.3
65	Design of the Reinforcement	4.9.2.4
66	Design of Shear wall	4.10
66	Load Calculation	4.10.1
66	Calculation of shear force on "shear walls":	4.10.2
69	Shear Wall Design Parameters	4.10.3
69	Design of Horizontal Reinforcement	4.10.4
71	Design of Vertical reinforcement	4.10.5
71	Shear Wall Detail	4.10.6
72	Design of Basement wall	4.11
72	Load Calculation	4.11.1
72	Thickness Calculation	4.11.2
73	Wall Design	4.11.3
74	Design of Secondary Reinforcement	4.11.4
74	Check for Shear	4.11.5
75	Design of Footing	4.12
75	Design of Isolated footing	4.12.1
75	Load Calculation	4.12.1.1
75	Design of Footing Area	4.12.1.2
76	Determine the depth of footing based on shear strength	4.12.1.3
78	Check transfer of load at base of column	4.12.1.4
78	Design of Bending Moment	4.12.1.5
80	Check for Strain	4.12.1.6

8·	**Design of Wall Footing**	**4.12.2**
8·	**Determination of Footing Depth**	**4.12.2.1**
8\	**Check shear action**	**4.12.2.2**
82	**Design of Bending**	**4.12.2.3**
83	**Design of Dowels Bars**	**4.12.2.4**
83	**Design of Mat Foundation**	**4.12.3**
83	**Determination of Depth Of Footing**	**4.12.3.1**
84	**Design of positive moment**	**4.12.3.2**
85	**Design of negative moment**	**4.12.3.3**

	النتائج و التوصيات	الفصل الخامس
87	النتائج	**1.5**
88	التوصيات	**2.5**
A	الملاحق	
B	المصادر والمراجع	
C	APPENDIX (A)	
D	APPENDIX (B)	
E	APPENDIX (C)	

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني للمشروع	٦
١-٣	كثافة المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	٢٣
٢-٣	جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة	٢٤
٣-٣	جدول أحمال الثلوج	٢٤
٤-١	Calculation of the total Fx	68

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-١	قطاع (A-A)	١١
٢-٢	الواجهة الشرقية	١٢
٢-٣	الواجهة الشمالية	١٣
٢-٤	الواجهة الجنوبية	١٤
٢-٥	الواجهة الغربية	١٥
٢-٦	مسقط أفقي للكراج	١٦
٢-٧	مسقط أفقي للطابق الأرضي	١٧
٢-٨	مسقط أفقي لطابق السدة	١٨
٢-٩	مسقط أفقي للطابق الثاني	١٩
٣-١	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	٢٧
٣-٢	انتقال الأحمال	٢٧
٣-٣	عقدة عصب باتجاه واحد	٢٩
٣-٤	عقدة عصب باتجاهين	٢٩
٣-٥	عقدة مصمتة باتجاه واحد	٣٠
٣-٦	عقدة مصمتة باتجاهين	٣٠
٣-٧	أشكال الجسور	٣١
٣-٨	أنواع الأعمدة المستخدمة	٣٢
٣-٩	جدار قص	٣٣
٣-١٠	مسقط أفقي للأساس	٣٤
٣-١١	مقطع طولي في الأساس	٣٤
٣-١٢	مقطع توضيحي في الدرج	٣٥
٣-١٣	جدار استنادي	٣٦

4-1	Moment diagram of rib. (R06)	٤٠
4-2	Shear diagram of rib. (R06)	٤١

٤٥	Moment diagram of Beam (B10)	4-3
٤٦	Shear diagram of Beam (B10)	4-4
٥٢	One-Way Solid Slab Plane	4-5
٥٥	Details of One-Way Solid Slab	4-6
٥٥	Cross Section for the Staircase	4-7
٥٦	Shear Diagram of Staircase	4-8
٥٧	Moment Diagram of Staircase	4-9
٥٨	Top View Landing	4-10
٥٩	Section in Stair's Landing	4-11
٦٢	Details of Column .(Col-17)	4-12
٦٥	Details of Column .(Col-18)	4-13
٦٩	Shear & Moment Diagram For Shear Wall	4-14
٧١	Shear Wall Details	4-15
٧٢	Geometry of Basement Wall	4-16
٧٤	Details of Basement Wall	4-17
٧٥	Geometry of Footing (F01)	4-18
٨٤	moment diagram of Mat Foundation	4-19

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.

- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $\mathbf{A_s^{`}}$ **=** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- $\mathbf{C_c}$ **=** compression resultant of concrete section.
- $\mathbf{C_s}$ = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- $\mathbf{f_c^{`}}$ = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear 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.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصل الأول

١ المقدمة

١-١ مقدمة .

١-٢ نظرة عامة.

١-٣ مشكلة المشروع.

١-٤ أسباب إختيار المشروع .

١-٥ أهداف المشروع .

١-٦ خلق المشروع .

١-٧ خطوات المشروع .

١-٨ وصف المشروع .

الفصل الأول

المقدمة

١ - ١ مقدمة:

لا شك في أن حياة الإنسان لا تخضع بأي حال من الأحوال لقوانين الثبات والروتين فبين الفينة والأخرى يسطر الإنسان بما أودع الله فيه من عقل اكتشافاً جديداً في كل ميادين العلم والمعرفة. لينير الدرب أمامه وهو يشق طريقه إلى المستقبل المجهول. حيث أن هذا الإنسان بحث ولا يزال يبحث عن التطور ومواكبة كل ما هو جديد لرقي هذه الشعوب ولأن هذا الشعب المحتل الذي أبى إلا ان يكون منافسا في ميادين العلم والمعرفة وبرغم كل لشكل العذاب التي يعذب إلا انه كان لزاما عليه ان يسخر كل ما يخدم مجتمعه الوحيد في ظلمة الليل الكئيب ليخرج هذا المجتمع بكوكبة من العلماء والمفكرين والاطباء والمهندسين.

وبما أن العلم هو من حضارة هذه الأمة وهدفها المنشود وسلاحها المعهود للوقوف بوجه كل التحديات لإثبات أننا شعب يعشق الحياه ويستنشق هواء التطور كان لزاما علينا ان نتقدم في مجالنا الاقتصادي بشتى الوسائل والاشكال المختلفة ومن هذه الاشكال بناء المجمعات التجارية و المكتبية والسكنية كما بناء الجامعات والمدارس والمستشفيات ...الخ .

١-٢ نظرة عامة:

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوما بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة. وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطورات الحاصلة في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها ، وتعتبر

المباني التجارية والسكنية واحدةً من أهم الأشياء التي خضعت على الدوام للتطوير والتقدم و بمرور الزمن ظهرت الحاجة إلى المباني المتخصصة، كدور العبادة والمباني الحكومية والخاصة والمدارس والجامعات والمعاهد ومن هذه المباني الخاصة مبنى عمارة جوهرة السلام الذي يعتبر محور الدراسة في هذا المشروع؛ فمبنى عمارة جوهرة السلام تعتبر جوهرة في وسط مدينة الخليل من عناوين التقدم الاقتصادي والعمراني في هذه المدينة.

لذا ولأهمية هذا المنشأ وجماله المعماري الخلاب والحاجة الكبرى لأقامته وقع اختيارنا على مبنى عمارة جوهرة السلام ، لإجراء دراسة إنشائية متكاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة للمبنى للوصول إلى مبنى عمارة جوهرة السلام قادرة على تحمل كافة القوى المؤثرة عليه.

المشروع عبارة عن عمارة جوهرة السلام متعدد الأغراض ومتطور يواكب التقدم العلمي والتجاري في فلسطين ، وقد تم الحصول على التصميم المعماري للمشروع من مكتب الرائد الهندسي في مدينة الخليل ، حيث قام بتصميم هذا المشروع معماريا : م. حسين الرجبي.

ومبنى المشروع مكون من عشرة مستويات بمساحة إجمالية تفوق أربعة ألآف وخمسمائة متر مربع وتحتوي على فعاليات متنوعة وحديثة وموقف للسيارات وبئرللمياه عدد إثنين.

١-٣ مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي لعمارة جوهرة السلام الذي تم اعتمادها لتكون ميداناً لهذا البحث؛ وفي هذا المجال سوف يتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل الأعمدة والجسور والبلاطات وغيرها من العناصر الإنشائية، بتحديد الأحمال الواقعة عليه. مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ

ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١-٤ أسباب اختيار المشروع:

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه **مبنى تجاري ومكتبي** ، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي:

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع:

١. ان الواقع التجاري والعمراني السائدين في مدينة خليل الرحمن وما تشهده منطقة شارع السلام من ندرة في مثل هذه المباني التجارية المكتبية ليدفعنا الى العمل على تكريس وتعزيز علاقة المبنى مع السكان المحليين وللنهوض بمستوى مدينتنا مدينة خليل الرحمن ولو كان ذلك بالتصميم الإنشائي لعمارة جوهرة السلام **ولذا** جاء هذا المشروع مساهمة للنهوض بالمستوى الاقتصادي **و الحضاري العمراني**.

٢. من جهة أخرى فإن تصميم **مبنى** من هذا النوع يسهم في إحياء المنطقة المقترح إقامة المشروع فيها نظراً لقربها من مركز المدينة التجاري، وسهولة الوصول إليه وإطلاله على شارع رئيسي هو شارع **السلام** وسهولة حركة المواصلات المؤدية من والى الموقع واحتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

الأسباب الشخصية:

١. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا.

٢. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها ، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد.

١-٥ أهداف المشروع:

يهدف هذا المشروع إلى ما يلي :

- عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
- تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض .
- اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها في التصميم الإنشائي للمشروع.
- التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.
- إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية التفصيلية.

ولتحقيق هذه الأهداف، تم اختيارمبنى عمارة جوهرة السلام المقترح انشائها في شارع السلام لتصميمه انشائيا و إعداد كافة المخططات التفصيلية في نهاية المشروع.

١-٦ نطاق المشروع:

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث سيتم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من جسور، أعمدة ، أساسات، جدران القص، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.

١-٧ خطوات المشروع:

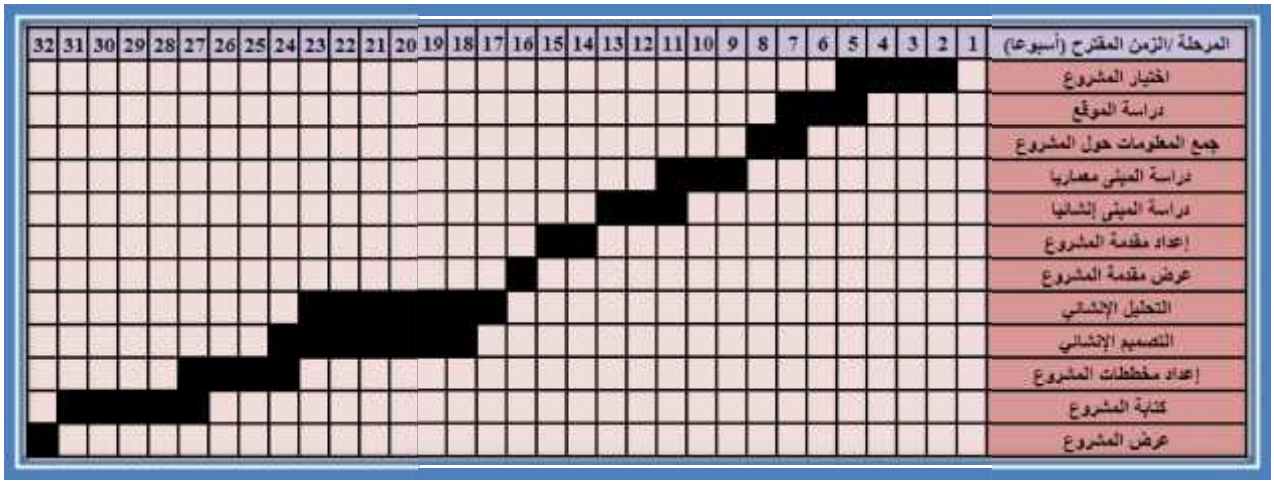
- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور

والأعصاب بشكل لا يتناقض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.
- عرض المشروع للمناقشة.

جدول (١-١) يوضح تسلسل أعمال المشروع و الزمن اللازم لكل نشاط:

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع



١-٨ وصف المشروع:

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في خمس فصول كالآتي:

١. **الفصل الأول**: يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع.
٢. **الفصل الثاني**: يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق...الخ.
٣. **الفصل الثالث**: تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.
٤. **الفصل الرابع**: يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع.
٥. **الفصل الخامس**: يحتوي على النتائج والتوصيات .
٦. **الملحقات** .

الفصل الثاني

٢ الوصف المعماري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع.

٢-٣ موقع المشروع.

٢-٤ أهمية الموقع.

٢-٥ حركة الشمس والرياح.

٢-٦ وصف الحركة.

٢-٧العناصر المعمارية .

٢-٧-١ وصف الواجهات .

٢-٧-١-١ الواجهة الشرقية .

٢-٧-١-٢ الواجهة الشمالية .

٢-٧-١-٣ الواجهة الجنوبية .

٢-٧-١-٤ الواجهة الغربية .

٢-٧-٢ وصف الطوابق .

٢-٧-٢-١ كراج التسوية .

٢-٧-٢-٢ الطابق الأرضي .

٢-٧-٢-٣طابق التسوية .

٢-٧-٢-٤ الطابق الأول حتى السادس .

الفصل الثاني

الوصف المعماري

٢-١ مقدمة:

في أي عمل معماري ناجح يجب أن تتوفر فيه أمور عدة حتى نلبي الاحتياجات الإنسانية وهي الديمومة الوظيفية والجمال والمتانة والاقتصاد وهذه الأمور يجب أن تتفاعل وتتألف وتتحد فيما بينها لتحقيق التصميم الأمثل ولكي تكون العملية التصميمية متكاملة وشاملة وناجحة يجب علينا إدراك وفهم خطوات العملية التصميمية هذه وصولا إلى الحد الأقصى من القدرة الإبداعية لهذا العمل في ضوء محددات الوقت والجهد المبذول وصولا إلى النتائج المرجوة وكما يتم في التصميم دراسة انارة المبنى انارة طبيعية ودراسة الظروف المناخية المحيطة بالمنشأ.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع:

إن شارع السلام في مدينة الخليل ليفتقد الى كثير من الخدمات مقارنة بشوارع المدينة الاخرى مثل(شارع عين سارة ; شارع وادي التفاح الجديد وشارع العدل ... الخ) وخصوصا من النواحي المكتبية والتجارية والمباني العمرانية المرتفعة لذلك كانت عمارة جوهرة السلام لتحطم ذلك الفرق ولتفوق الشوارع الاخرى لتكون جوهرة حقيقية في قلب شارع السلام .

٢-٣ موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح

للأرض التي سيقام عليها البناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

وقع الأرض المقترحة لإقامة المشروع في الشمال الغربي لمدينة خليل الرحمن، وتطل جنوبا على شارع السلام القادم من مركز المدينة والمتجه شمالا نحو منطقة رأس الجورة وصولا الى مدينة حلحول.

٢-٤ أهمية الموقع:

إن موقع الارض يتمتع باهمية وجوده في شارع السلام حيث ان شارع السلام يقع في قلب مدينة الخليل كما ان وجود المبنى بالقرب من مسجد الانصار يضفي اهمية للموقع كما ان شارع السلام يصل بين مركز المدينة التجاري وقرى محافظة الوسط والمنطقة الشمالية لمدينة خليل الرحمن نوعا ما .

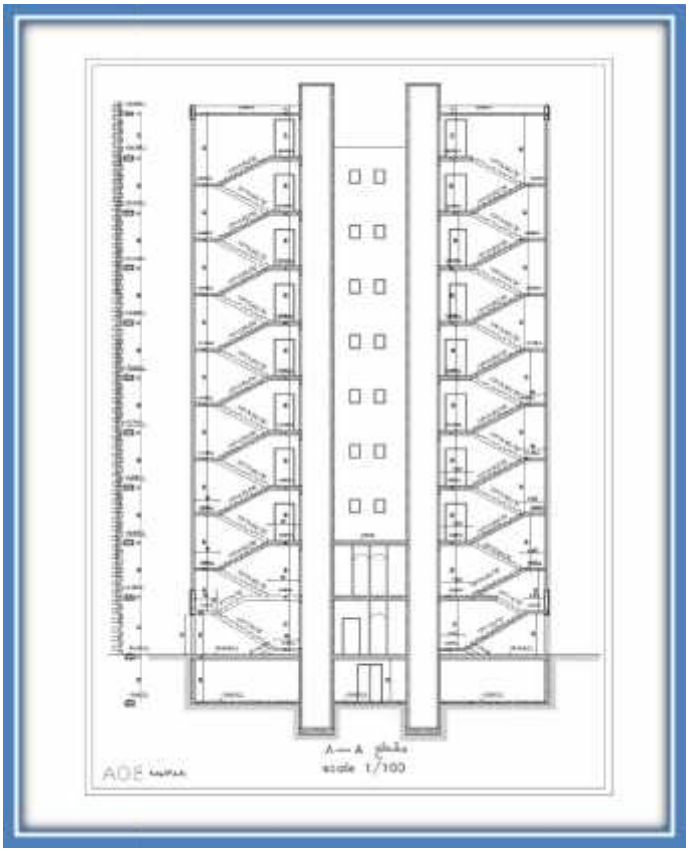
٢-٥ حركة الشمس والرياح:

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، والتوجيه الصحيح للمبنى تجاه الشمس هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

٢-٦ وصف الحركة:

يمكن الدخول و الخروج للمبنى من مكانين مختلفين للطوابق العليا، أما المخازن التجارية فمداخلها مستقلة من الشارع مباشرة وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من والى المبنى، حيث تنقسم الحركة داخل المبنى إلى نوعين هما: حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية (عمودية) بين طابق وآخر. ومن الملاحظ أن الحركة الرأسية (العمودية) بين الطوابق فإنها تتم من خلال الإدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تتوسط المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها .

ويظهر من خلال التصميم المعماري وجود نوعين من الأدراج احدهما يصل الطوابق العلوية والى كراج السيارات وهذا يخفف من الضغط عن المدخل الرئيسي كما ويساعد في تخفيف الحركة بين الطوابق، والآخر يصل بين الطوابق فقط ويساعد أيضا على تخفيف الحركة بين الطوابق. وهذا ما يوضحه الشكل(٢-٤)



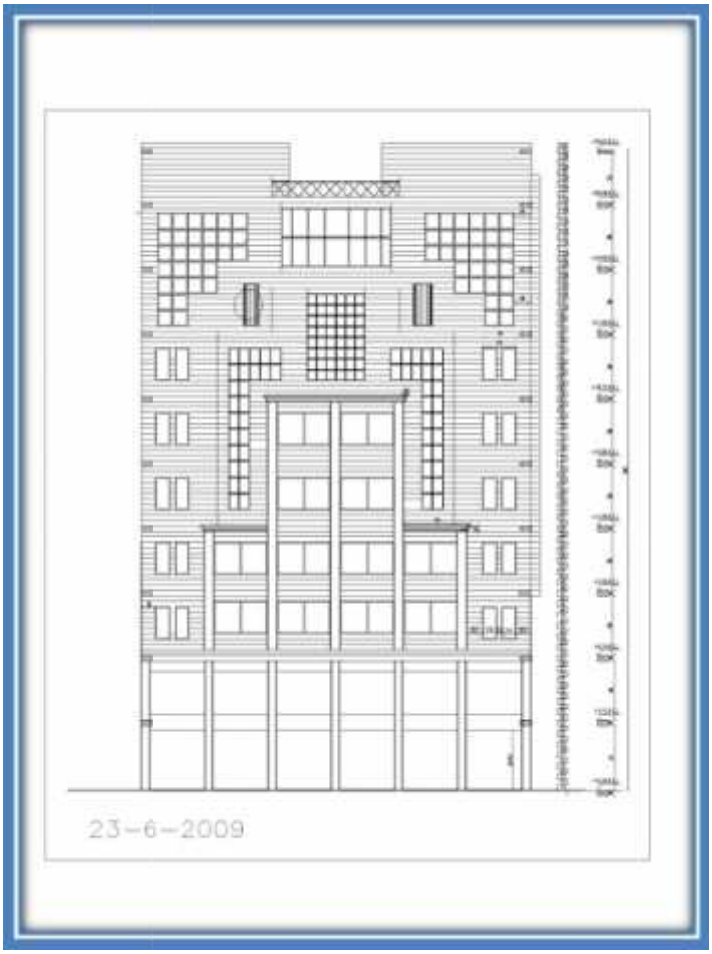
الشكل (٢-١)قطاع (A-A)

٢-٧ العناصر المعمارية:

٢.٧.١ وصف الواجهات:

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهة الامامية في هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

١.١.٧.٢ الواجهة الشرقية:



الشكل (٢-٢) الواجهة الشرقية.

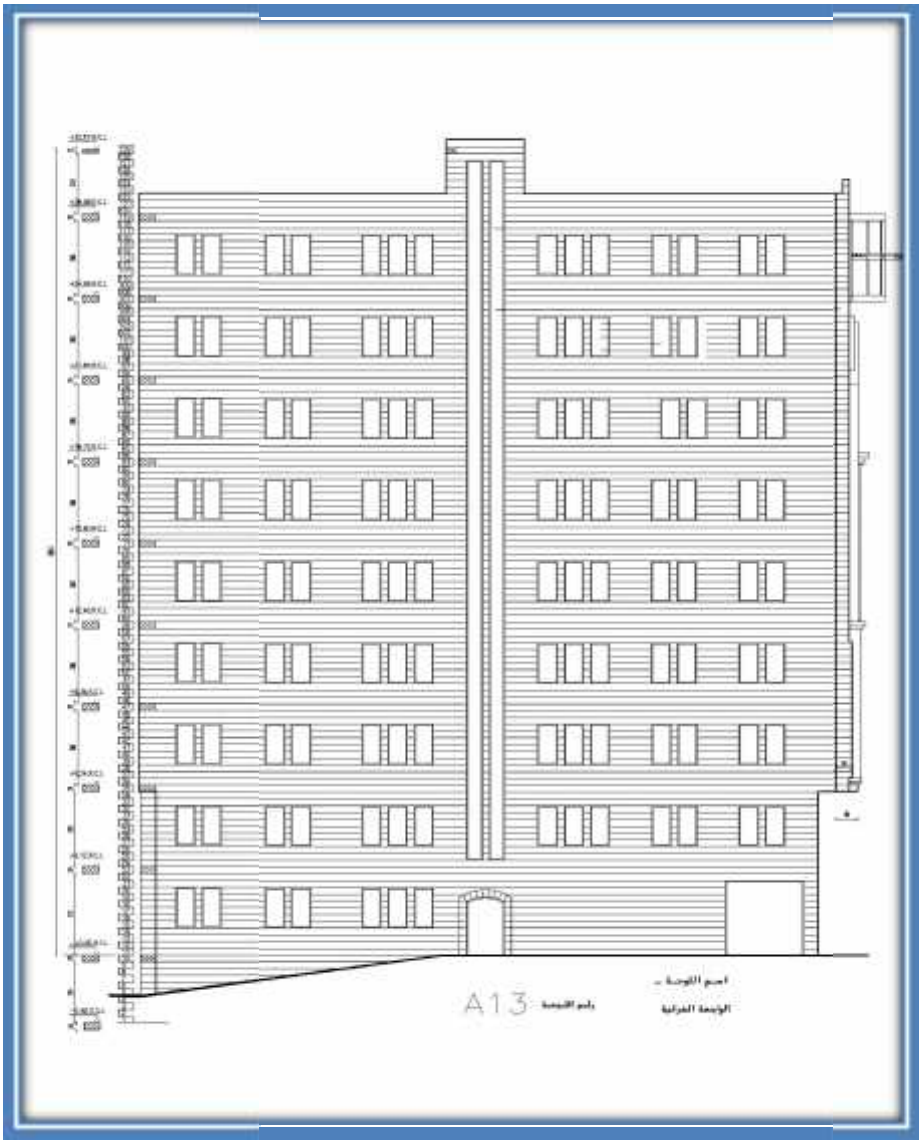
هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وهي تطل على الشارع الرئيسي. والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير **الإضاءة، ووجود البروزات في الكتل الافقية** للحصول على واجهة امامية **مشرقة** ، كما يلاحظ استخدام **أكثر من نوع** من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة **وإعطاء** منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق مما زاد الواجهة جمالا.

٢.١.٧.٢ الواجهة الشمالية:

الشكل (٢-٣) الواجهة الشمالية

يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للعمارة كما يظهر مدخل موقف السيارات الموجود بالطابق **الارضي للعمارة**، كما كانت الوجهة مستوية دون اي بروزات وذلك بسبب طبيعة الارض ومساحتها، **و استخدام أكثر من نوع** من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام **الزجاج على طول الطوابق في منطقة الدرج** .

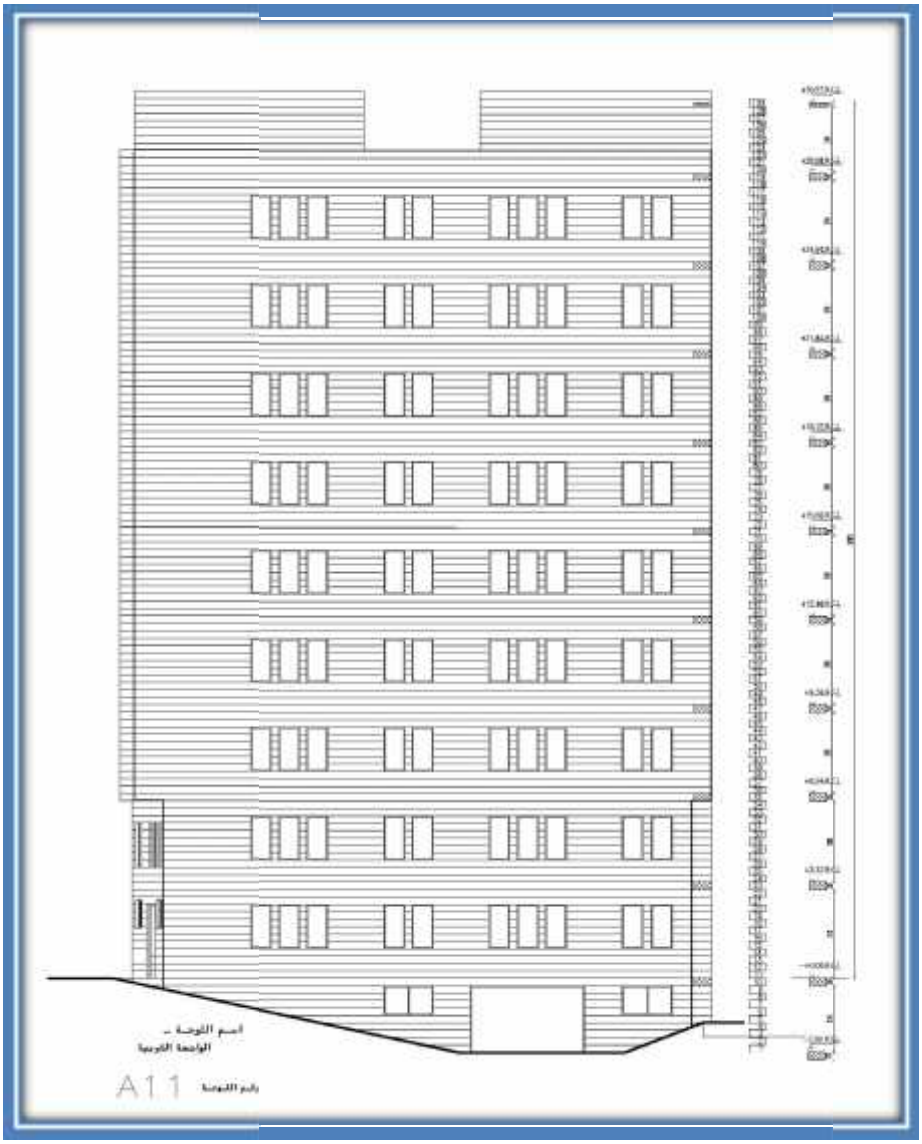
٣.١.٧.٢ الواجهة الجنوبية:



الشكل (٢-٤) الواجهة الجنوبية

يظهر في هذه الواجهة المدخل الثاني للبناية والذي يوصل بدوره الى الحركة الافقية مباشرة عبر الطابق الارضي، كما ويحتوي على مدخل فرعي للمخازن التجارية ، كما ان التداخل في الكتل الافقية وخصوصا في يمين الواجهة يعطي المبنى المنظر الجمالي فضلاً عن استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي د من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة بوجود تباين في كتلها ووجود مدخل للعمارة كما أنه ليس لها إطلالة على الشارع.

٤.١.٧.٢ الواجهة الغربية:



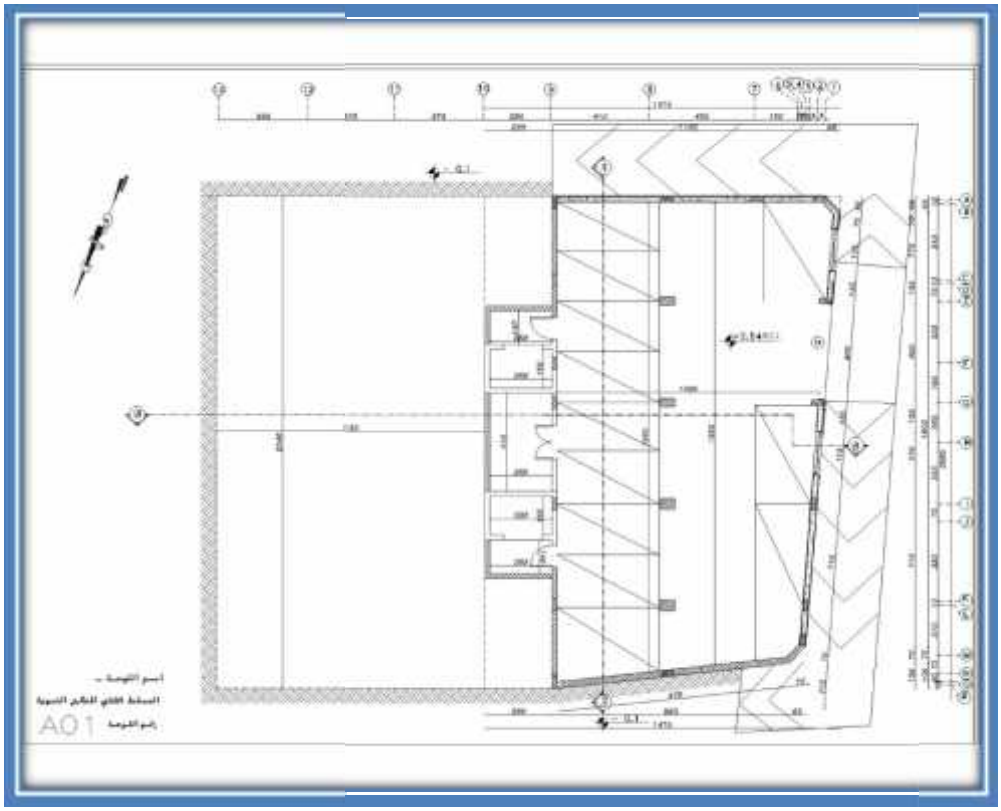
الشكل (٢-٥) الواجهة الغربية

تعتبر هذه هي الواجهة الخلفية للمبنى حيث كان فيها بالشكل الرئيسي مدخل جراج طابق التسوية المعمول على نصف مساحة البناء اضافة الى توصيل هذا الباب الى مستودعات المياه الرئيسية في هذا المبنى ، كما تم استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة ومحاولة لإعطاء منظر جمالي من جهة أخرى كما ويوصل هذا المخل الى الحركة العمودية داخل المبنى عبر المصاعد المستخدمة في هذه العمارة .

٢.٧.٢ وصف الطوابق:

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المنتظم اقرب ما يكون الى مستطيل نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الطابقية لهذا المبنى ٤٩٨٧م٢ موزعة على عشرة مستويات.وفيما يلي وصف لهذه الطوابق.

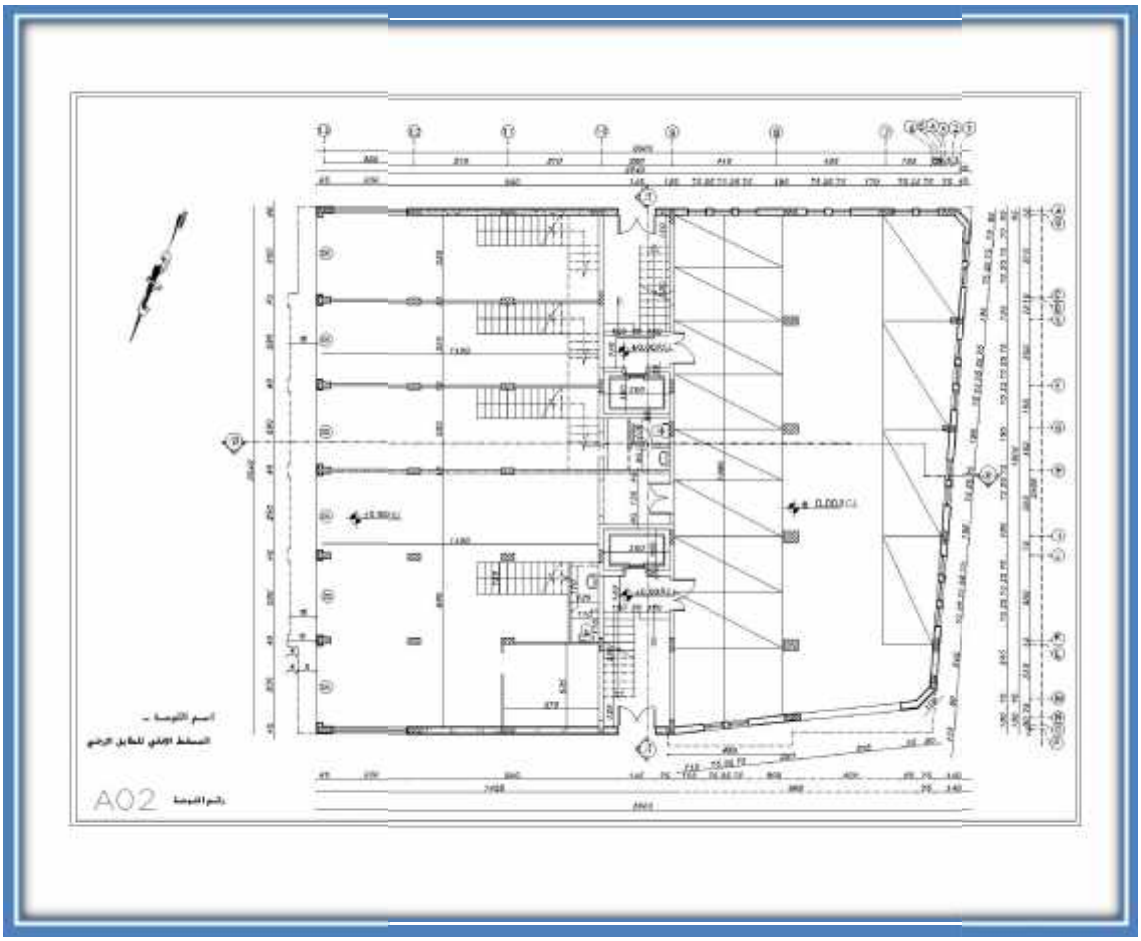
١.٢.٧.٢ كراج التسوية :



الشكل (٢-٦) مسقط أفقي للكراج

يقع هذا الطابق تحت منسوب الشارع بمقدار ٢.٦٨م من جهة المدخل الرئيسي للمبنى، وتبلغ مساحة هذا الطابق ٢٢٢م^2 ويحتوي على فعاليات خدماتية للمبنى، أما بالنسبة لموقف السيارات فتبلغ مساحته ٢٠٧م^2، ويحتوي على مدخل في الجهة الشمالية ، ويتصل مع المبنى من خلال حركة المصاعد الافقية.

٢.٢.٧.٢ الطابق الأرضي :



الشكل (٢-٧) مسقط أفقي للطابق الأرضي

يحتوي هذا الطابق على كراج اخر للسيارات بالجزء الخلفي للمبنى اما بالنسبة للجزء الامامي فهو يتكون من مخازن تجارية بالاضافة للوحدات الصحية وهو يرتفع عن مستوى الأرض الطبيعية بعدة درجات . الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في الحركة وليست طويلة، وإمكانية الدخول لهذا الطابق متوفرة من الجهة الشرقية دون وجود الفرق الكبير في منسوب هذا الطابق ومنسوب ما حوله، وتبلغ مساحة هذا الطابق ٥١٠م^{٢} وبارتفاع ٣.١٢ م وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

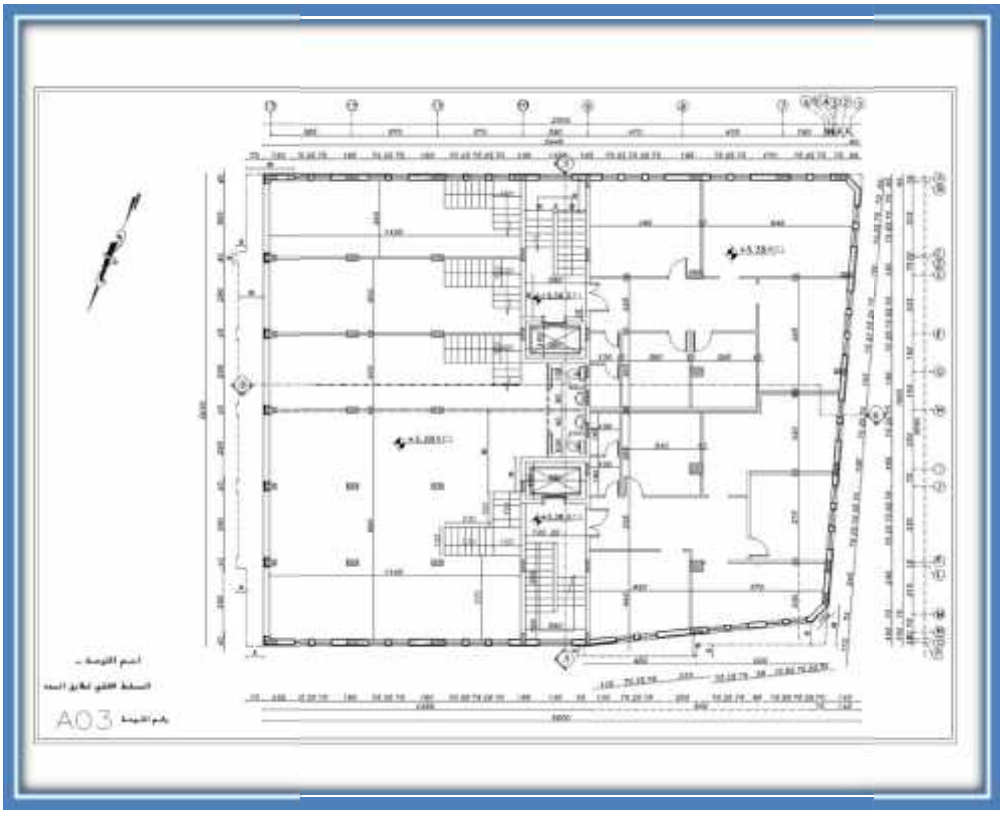
- كراج :

يحتوي هذا الكراج على حوالي ١٥ موقفا وبمساحة تبلغ ٢٠٧م^{٢} ، ويوجد أيضا مداخل عبر هذا الكراج توصل الشخص بالحركة العمودية للمبنى عبر المصاعد والادراج.

- مخازن تجارية :

تبلغ مساحة هذه المخازن ٢٣٠م^{٢} وارتفاع ٣.١٢ متر ، حيث ان هذه المساحة مقسمة الى ستة مخازن تجارية بوحداتها الصحية وكامل خدماتها بواقعة مساحة لكل منهما تبلغ ٤٠م^{٢} تقريبا .

٣.٢.٧.٢طابق السدة:



الشكل (٢-٨) مسقط أفقي لطابق السدة

يتم الوصول إلى الجهة الخلفية من هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي. تبلغ مساحة هذا الطابق ٥١٠م^{٢} ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

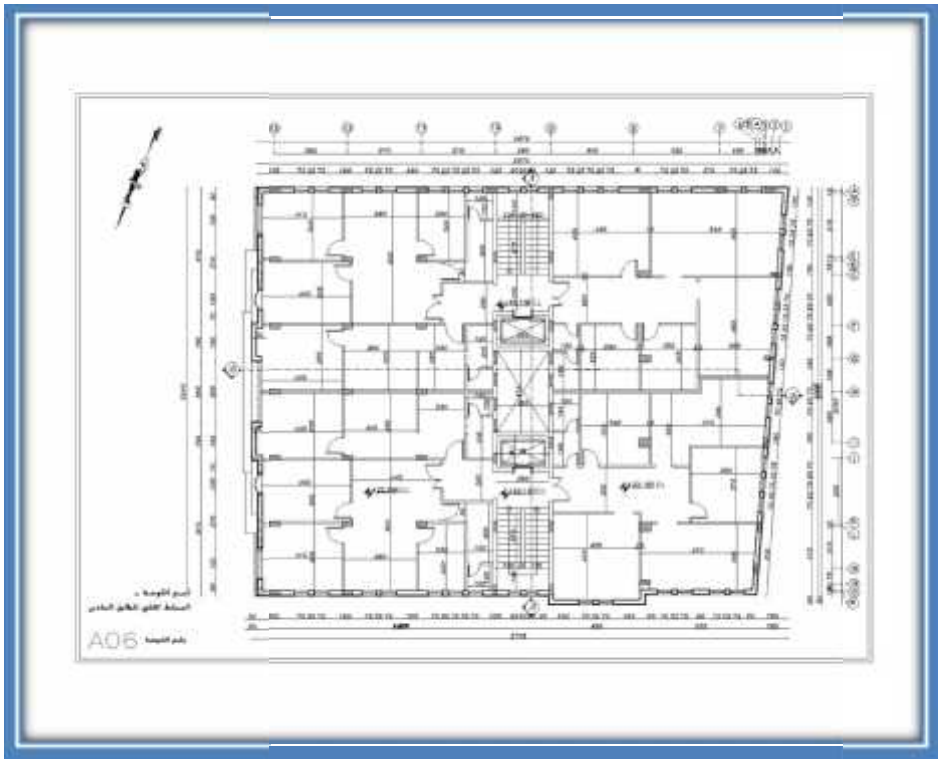
- سدة المخازن التجارية:

هذا وتبلغ المساحة الإجمالية للسدة ٢٣٠م^{٢} لكل مخزن تجاري سدته الخاصة به .

- المكاتب:

يحتوي هذا الطابق على مكتبين للإيجار مساحة كل مكتب منهما حوالي ١٠٤م^{٢} بخدماته الكاملة.

٤.٢.٧.٢ الطابق الأول وحتى السادس:



الشكل (٢-٩) مسقط أفقي للطابق الثاني

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق الحركة الراسية ممثلة بالمصاعد الكهربائية أو عن طريق الحركة الأفقية بواسطة الأدراج ،وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 530م^2 وهو بنفس ارتفاع الطوابق السابقة ٢.٨٦م ويغلب على وظيفة هذا الطابق الجو الإداري كما في الطوابق السابقة حيث يتكون من ستة مكاتب للإيجار موزعة بانتظام وبشكل يضمن سلاسة الحركة بين هذه الفراغات التي تتوزع كالآتي:

- مكاتب الجزء الشرقي :

وهي اربعة مكاتب على مساحة تبلغ ٢٤٠م^2 شاملة على جميع المرافق الخاصة بالمكتب .

- مكاتب الجزء الغربي :

وهما مكتبان بمساحة تبلغ ٢٢٥م^2 شاملة على جميع المرافق الخاصة بالمكتب .

الفصل الثالث

٣ الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة .

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل.

٣-٤ الأحمال .

٣-٤-١ الأحمال الميتة .

٣-٤-٢ الأحمال الحية .

٣-٤-٣ الأحمال البيئية .

٣-٤-٣-١ أحمال الثلوج .

٣-٤-٣-٢ أحمال الرياح .

٣-٤-٣-٣ أحمال الزلازل .

٣-٤-٣-٤ أحمال الانكماش والتمدد .

٣-٥ الاختبارات العملية .

٣-٦ العناصر الإنشائية .

٣-٦-١ العقدات .

٣-٦-٢ الجسور .

٣-٦-٣ الاعمدة .

٣-٦-٤ جدران القص .

٣-٦-٥ الأسلاك .

٣-٦-٦ الادراج .

٣-٦-٧ الجدران الإستنادية .

٣-٧ البرامج المحوسبة المستخدمة .

الفصل الثالث
الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة:

بعد الانتهاء من الوصف المعماري في الفصل الثاني لا بد من ان ننتقل إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع ألا وهي مرحلة التصميم الإنشائي.

لقد سعى الإنسان منذ ان خلق على وجه الأرض بأن يكون مسكنه بأعلى مواصفات الأمان وأكثر اقتصادياً وبعد ان عرف الانسان التصميم الانشائي كان لا بد ان يتوصل في تصميمه الإنشائي إلى توفير عاملين أساسيين وهما الأمان و الاقتصاد. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب بحيث تحقق العاملين الاساسيين (الامان والاقتصاد) إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة، إن الغرض من عملية التصميم الإنشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضرورية فيها، مع المحافظة قدر الإمكان على العامل الاقتصادي. وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي:

الهدف الأساسي للتصميم الإنشائي هو الوصول الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع الأحمال المباشرة وغير المباشرة. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان : يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة : يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل من حيث تجنب أي هبوط زائد و تجنب التشققات التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
  الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

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

٣-٤ الأحمال:

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المبنى ويتم تصميمه بناء على تأثيرها وتأخذ هذه الأحمال أشكالا عدة فمنها الأحمال الحية والميتة والبيئية وغيرها. لذلك لا بد من تحديد هذه الأحمال بشكل دقيق ليتسنى عمل التصميم الإنشائي اللازم. وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المبنى وكيفية التعامل معه ليتم بعد ذلك تصميم العناصر الإنشائية بناء عليها. وهذه الأحمال كالآتي:

- ✓ الأحمال الميتة.
- ✓ الأحمال الحية.
- ✓ الأحمال البيئية.
- ✓ أحمال الانكماش والتمدد.

٣.٤.١ الأحمال الميتة:

هي الأحمال الناتجة عن وزن المبنى نفسه ممثلة بأوزان كل من العناصر الإنشائية وأوزان المواد المستخدمة في أعمال التشطيب والقوى الجانبية كقوى دفع الأتربة للجدران الإستنادية وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى . ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية .

والمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية تشمل الخرسانة وحديد التسليح و القصارة والطوب والبلاط ومواد التشطيب والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى. والجدول رقم (٣-١) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة:

جدول (٣-١) كثافة المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	المونة والبلاط	٢٢
2	الطمم	١٠
3	الخرسانة	٢٥
4	الطوب	١٠
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٧

٣.٤.٢ الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تشمل أحمال الاستخدام الناتجة عن الأشخاص، والأثاث، والأجهزة، والمعدات، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ، ويمكن تصنيفها إلى:

- ✓ أحمال حية : مثل الأشخاص والأثاث والأجهزة الكهربائية ومواد التخزين غير المثبتة.
- ✓ أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات والرافعات. ويبين الجدول(٣-٢) قيم الأحمال الحية بناء على استخدام المنشأ:

جدول (٣-٢) جدول الأحمال الحيةفي المباني المختلفة

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الأدراج	4.0
٤	المطاعم	5.0
٥	المكاتب	2.5

٣.٤.٣ الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهي تختلف في المقدار والاتجاه من منطقة لأخرى، و تعتبر جزء من الأحمال الحية وتوضيحها كما يلي:

١.٣.٤.٣ أحمل الثلوج:

يتم تحديد أحمال الثلوج بالاعتماد على علو المبنى وارتفاعه عن سطح البحر وذلك بناء على الكود المستخدم في تلك المنطقة.

جدول (٣-٣) أحمل الثلوج

ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) (m)	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

واستناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (٩١٥ م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$SL = (h - 400) / 400$$
$$= (915 - 400) / 400$$
$$= 1.2875\ kN/m^2$$

٣.٣.٤.٣ أحمال الرياح:

أحمال الرياح لها تأثير على المبنى، وتحديد أحمال الرياح تم اعتماداً على سرعة رياح قصوى تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى، و سيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية:

$$q = 0.613(v_z)^2$$

حيث أن :

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m^2) .

Vz: السرعة التصميمية للرياح (م/ث).

$$V_z = V.*S_1*S_2*S_3$$

S1: معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم ١٣ من الكود الأردني.

S2 : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٤ من الكود الأردني.

S3 : معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٥ من الكود الأردني.

و بالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :-

$S_1 = 0.9$ ..... $TABLE 13$

$S_2 = 0.975$ ..... $TABLE 14$

$S_3 = 1$ ..... $TABLE 15$

$V = 35 m/s$ ..... $4/5/3-b$

$\Rightarrow V_z = 35*0.9*1.02*1 = 32.13\ m/s$

$\Rightarrow q = 0.613*(32.13)^2 = 632.82\ N/m^2 = 0.633\ kN/m^2$

و سيتم الاعتماد على هذه القيمة من الضغط الديناميكي للرياح للحصول على القوى التصميمية لفعل الرياح .

٣.٣.٤.٣ أحمال الزلازل :

تنتج الزلازل عن اهتزازت أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية ، تنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

وهي عبارة عن أحمال أفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ، وسيتم استخدام الكود الأردني لحساب القوى الناتجة عن الزلازل .

٤.٣.٤.٣ أحمال الانكماش والتمدد :

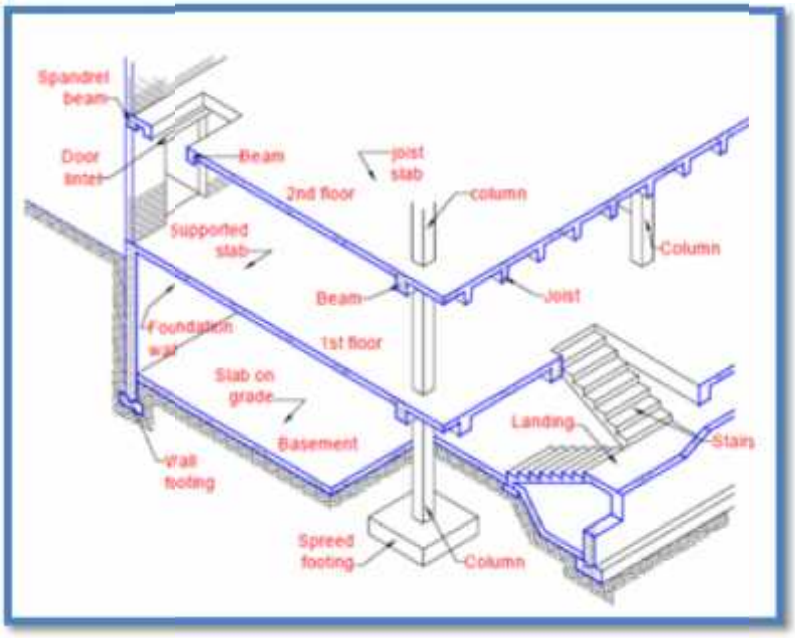
وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل تمدد داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

٣-٥ الاختبارات العملية :

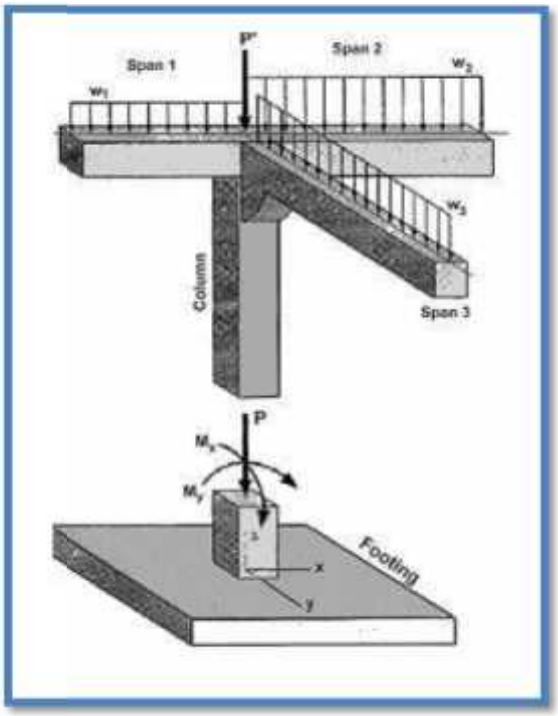
كما في أي مشروع يتم إنشائه يجب القيام بعدة اختبارات عملية (الجيوتقنية) على ارض الواقع (ارض المشروع) ومن هذه الاختبارات اختبار قدرة تحمل التربة في الموقع وتفيد هذه المعرفة في إكمال عملية التصميم بشكل صحيح حيث أن تصميم الأساسات يعتمد على قيمة تحمل التربة وتعرف هذه القيمة بمقدار ما تتحمله التربة الإنشائية من أوزان لكل واحد متر مربع وفي هذا المشروع كانت هذه القيمة تساوي 4.5 كغم /سم^2

٣-٦ العناصر الإنشائية :

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى



الشكل (٣-١) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية



الشكل (٣-٢) انتقال الأحمال

وتتمثل هذه العناصر في :

- ✓ الأساسات Foundation .
- ✓ الأعمدة Columns .
- ✓ الجسور Beams .
- ✓ العقدات Slabs .
- ✓ جدران القص Shear wall .
- ✓ الأدراج Stairs .

١.٦.٣ العقدات :

العقدات هي العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

ويوجد نوعان من العقدات شائعة الاستخدام :

١. العقدات المصمتة Solid Slabs .
٢. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

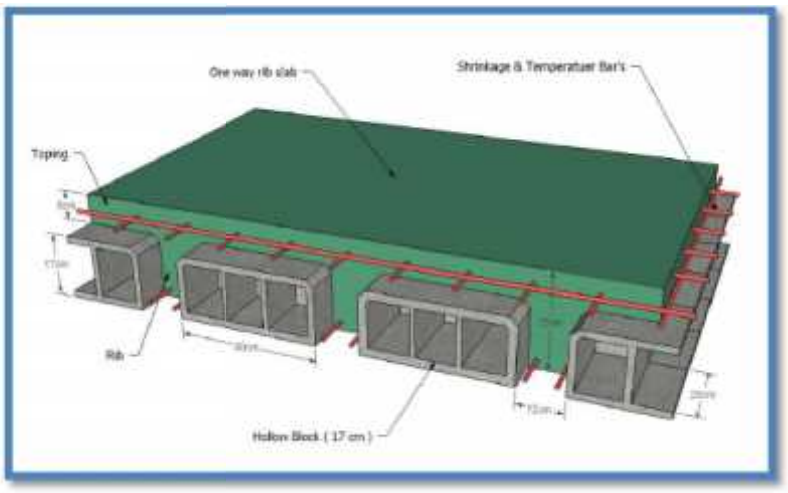
وتقسم العقدات المصمتة إلى قسمين هما :

١. العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .
٢. العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .

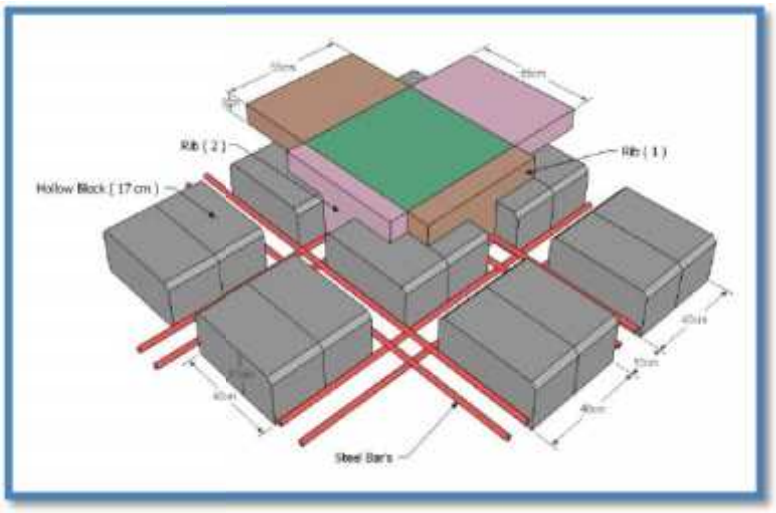
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :

١. عقدات اعصاب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .
٢. عقدات اعصاب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

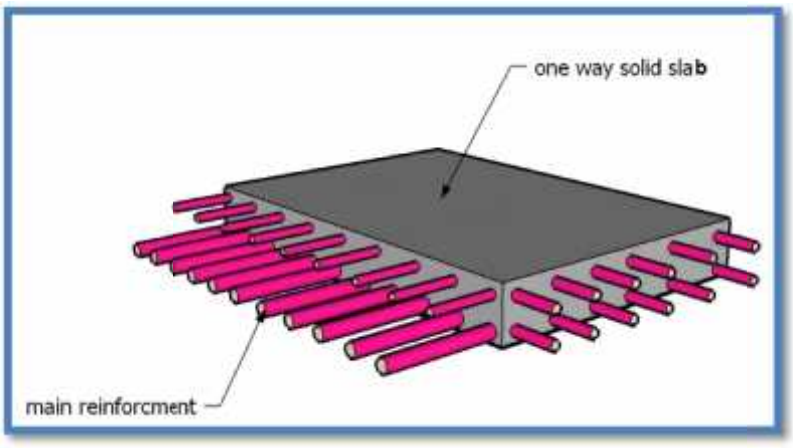
هذا وتستخدم العقدات المصمتة في اتجاه واحد في عقدات مطالع الدرج . أما العقدات المفرغة في اتجاه واحد فإنها تستخدم في تغطية المساحات التي تتراوح الأبعاد بين الأعمدة من ٥-٧ م .
أما عقدات الاعصاب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا .



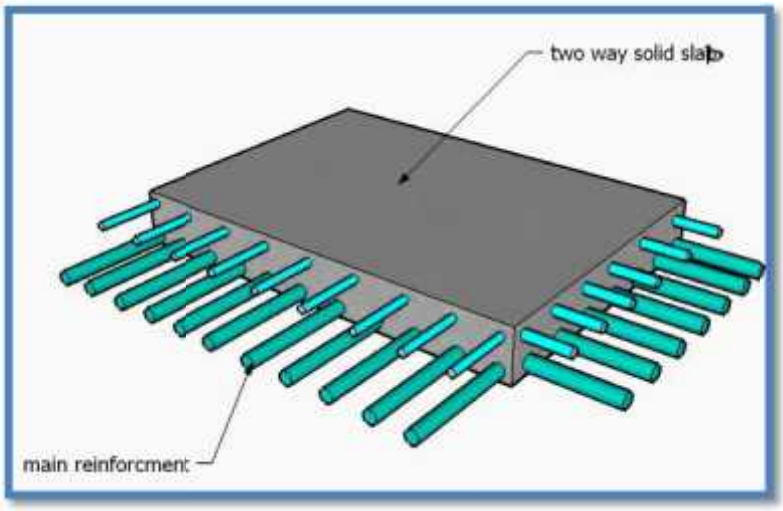
الشكل (٣-٣) عقدة اعصاب باتجاه واحد



الشكل (٣-٤) عقدة اعصاب باتجاهين



الشكل (٣-٥) عقدة مصمتة باتجاه واحد



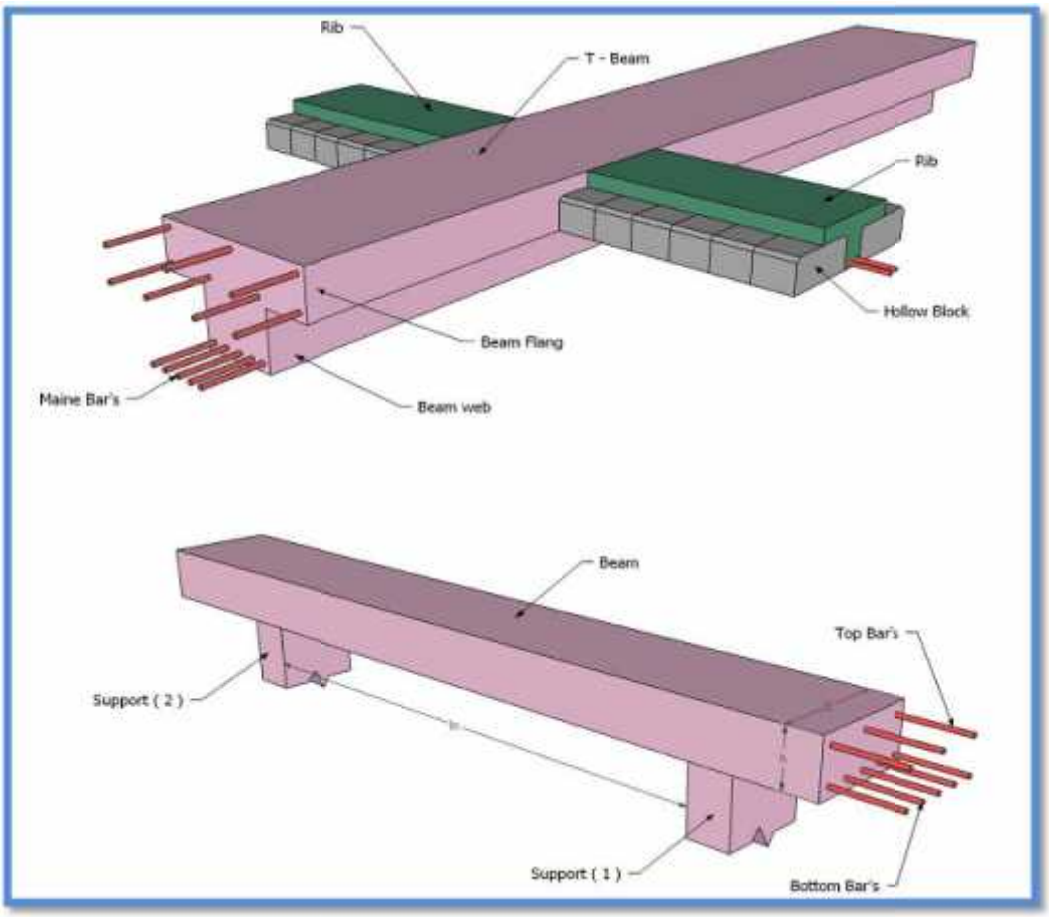
الشكل (٣-٦) عقدة مصمتة باتجاهين

٢.٦.٣ الجسور :

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة .وهي نوعان :

١. الجسور المسحورة : عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .
٢. الجسور الساقطة : عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي أو العلوي بحيث تسمى هذه الجسور T-section .

وتستخدم الجسور الساقطة في المسافات الكبيرة بين الأعمدة .



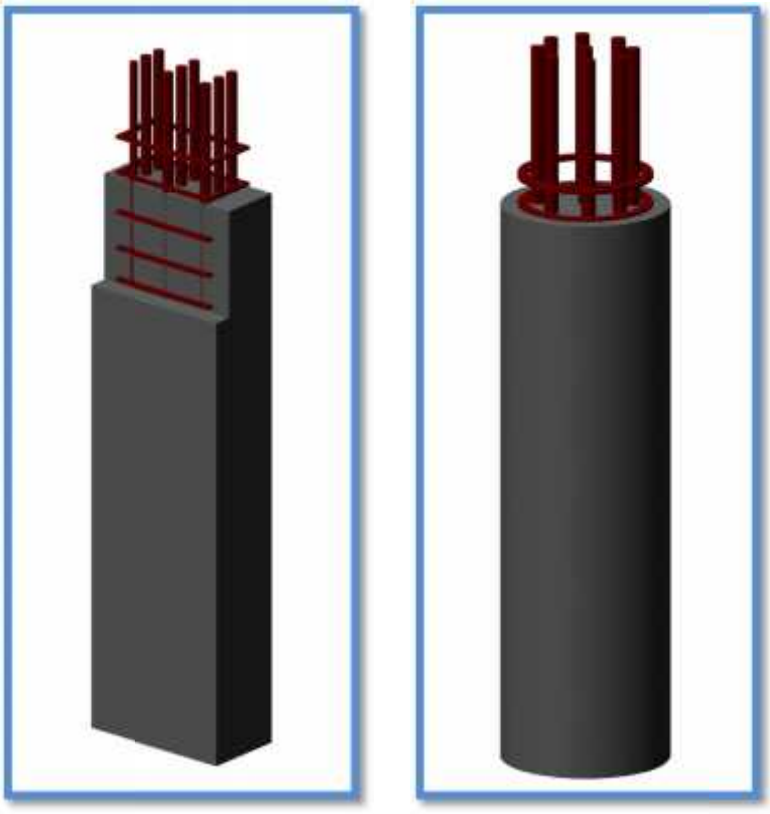
الشكل (٣-٧) أشكال الجسور

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

- توضع الجسور في بعض الاحيان تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها.
- كما تستخدم في بعض الحالات لتقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.

٣.٦.٣ الاعمدة :

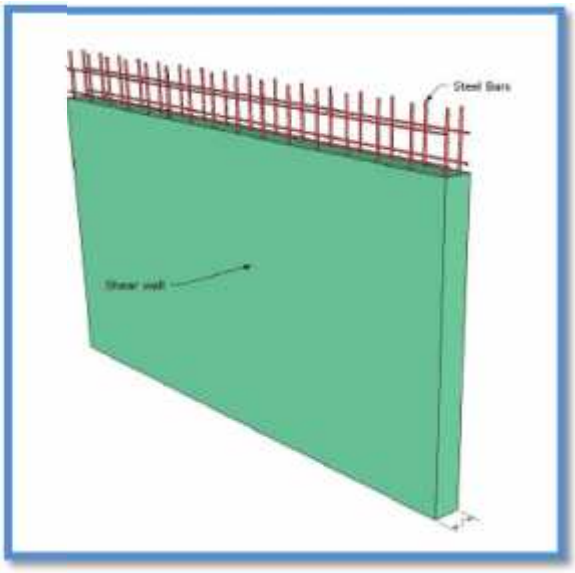
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى، لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة و الدائرية.



الشكل (٣- ٨) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة

٤.٦.٣ 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) ، 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.



الشكل (٣-٩) جدار القص

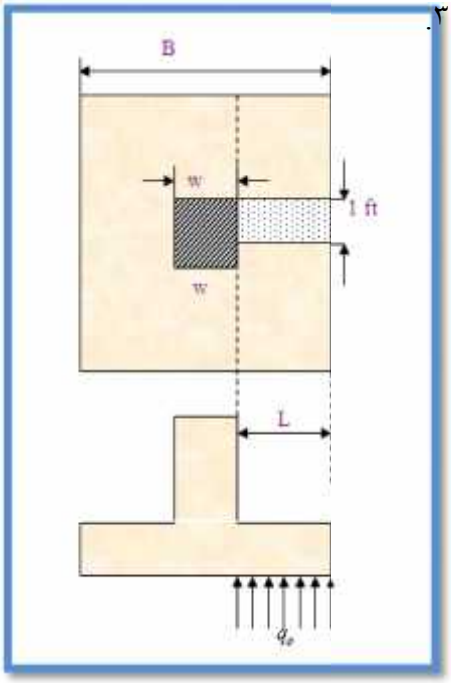
٥.٦.٣ الأساسات :

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

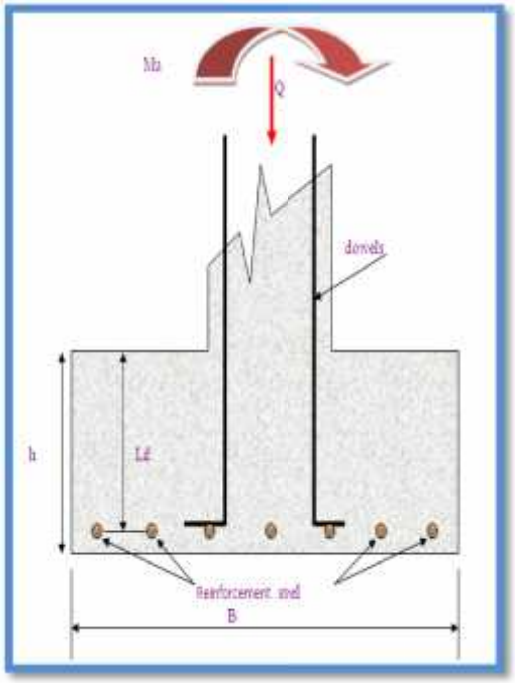
كما انها حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض وتقوم الأساسات بعملية نقل الأحمال من الأعمدة إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأوزان الحية داخل المبنى .

وتقسم الأساسات من حيث العمق إلى نوعين هما :

١. الأساسات السطحية (Shallow Foundation) :وتكون قريبة من سطح الأرض .
٢. الأساسات العميقة (Deep Foundation) : وتكون هذه الأساسات بعيدة و عميق داخل التربة .
٣.



الشكل رقم (٣-١٠) مسقط أفقي للأساس



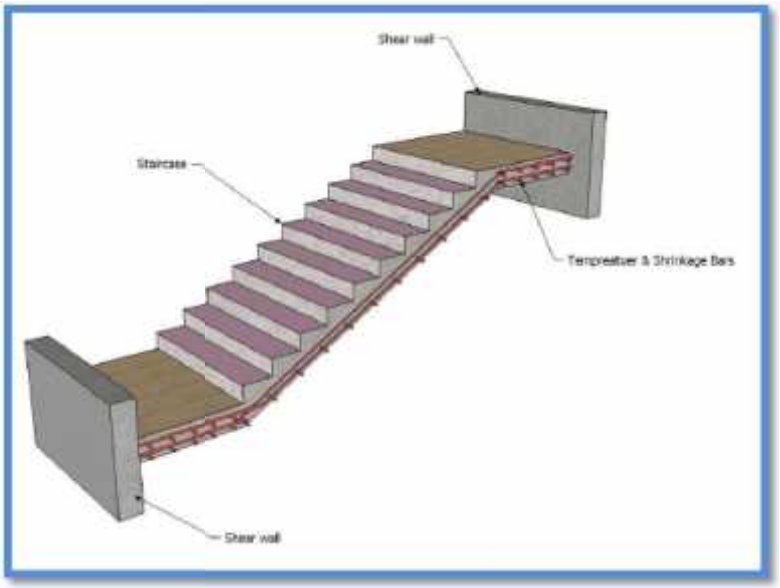
الشكل رقم (٣-١١) قطاع طولي في الأساس

في الشكلين (٣-١٠)، (٣-١١) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، 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 الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

٦.٦.٣ الأدراج :

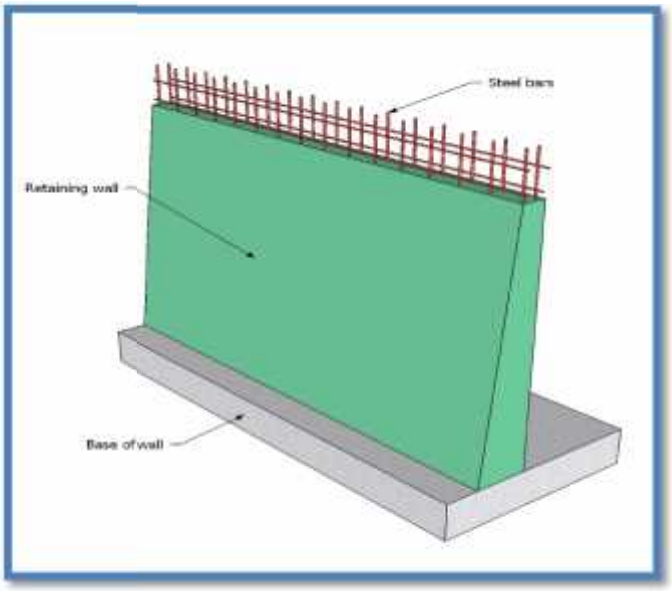
الأدراج هي العنصر المعماري المسئول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد .



الشكل (٣-١٢) مقطع توضيحي في الدرج

٧.٦.٣ الجدران الإستنادية :

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .



الشكل (٣-١٣) جدار استنادي

٣-٧ البرامج المحوسبة المستخدمة :

١. AUTOCAD 2007: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
٢. STAAD PRO : وذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.
٣. ATIR : للتصميم الإنشائي.
٤. Microsoft Office 2007: وذلك لكتابة وتنسيق المشروع.

Chapter Four

4 Structure Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Determination of thickness of ribbed slabs (T section) .

4-3 Load Calculations (T section).

4-4 Design of topping.

4-5 Design of ribs (R06) at 7th floor.

4-6 Design of Beam (B10) at 7th floor.

4-7 Design of One-Way Solid Slab

4-8 Design of Stairs

4-9 Design of column

4-10 Design of Shear wall

4-11 Design of Basement Wall

4-12 Design of footing

- 4-12-1 Design of Isolated footing
- 4-12-2 Design of Wall footing
- 4-12-2 Design of Mat Foundation

Chapter Four
Structural Analysis And Design

4.1 Introduction:

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code, and by using the finite element method, and computer software's such as "ATIR" and to find the internal forces, deflection and moment for all the structural element of the investigated.

4.2 Determination of thickness of ribbed slabs (T section) :

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of one way slabs are computed, as follows:

For rib (R05) in the 5^{th} Floor.

h_{min} for one-end continuous = L/18.5

= 3.55 /18.5 = 19.2 cm

h_{min} for both-end continuous = L/21

= 3.4/21 = 16.2 cm

h_{min} for cantilever = L/8

= 0.92 /8 = 11.5 cm

$\Rightarrow$ We selected h = 22cm.

4.3 Load Calculations (T section):

Dead load:

Tiles	0.03×0.52×22	= 0.3432 kN/m of rib
Mortar	0.02×0.52×22	= 0.2288 KN/m of rib
Coarse Sand Fill	0.07×0.52×17	= 0.6188 kN/m of rib
Topping	0.08×0.52×25	= 1.04 kN/m.
Concrete Rib	0.14×0.12×25	= 0.42 kN/m of rib
Block	0.14×0.40×10	= 0.56 kN/m of rib
Plaster	0.02×0.52×22	= 0.2288 kN/m of rib
Partition	1.5×0.52	=0.78 Kn/m of rib

Nominal Total Dead Load =

0.6188 + 0.3432+ 0.66 + 0.56 + 1.04 + 0.2288 = 4.2196 kN/m of rib

Nominal Total live load =2.5 × 0.52 = 1.3 kN/m of rib

Total Dead Lad (Unfactored) = 4.2196/0.52 = 8.1146 kN/m^2

Total live load = 2.5 kN/m^2

4.4 Design of topping:

Factor load From ACI code the equation tell that:

DL = 0.08*25 + 0.03*22+ 0.07*17 + 0.02*22 +1.5 = 5.79 kN/m².

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

qu = 1.2 (5.79) + 1.6 (2.5) = 10.95 kN/m².

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{10.95 \times (0.4)^2}{12} = 0.146 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} \times \frac{b \times h^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24} \times \frac{1*0.08^2}{6} = 2.1947 kN.m\ .$$

$¤ \times Mn = 0.55 \times 2.1947 = 1.20711 kN.m.$

$¤ \times Mn = 1.2071 kN.m > Mu = 0.146 kN.m.$

The Topping can be constructed in plain concrete, Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$° = 0.0018$

$As_{min} = ° \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 cm^2 / 1m.$

Use Φ8/25 cm (4Φ8/m), with $As = 2.01 cm^2/m$ both directions.

$As = 2.01 cm^2/m > As_{min} = 1.44 cm^2/m$

4.5 Design of ribs (R06) at 7th floor

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

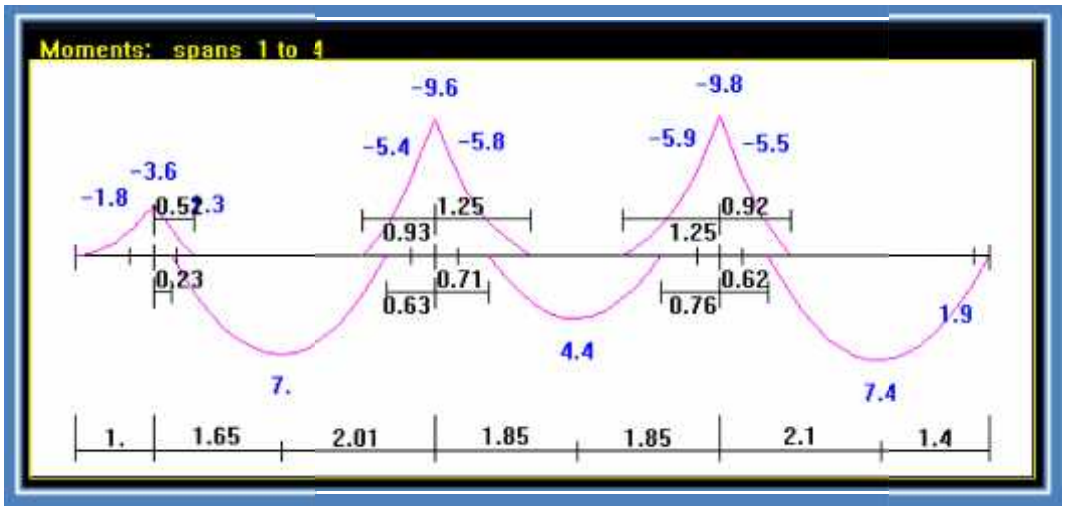


Fig. (4-1) Moment Diagram of Rib (R6)

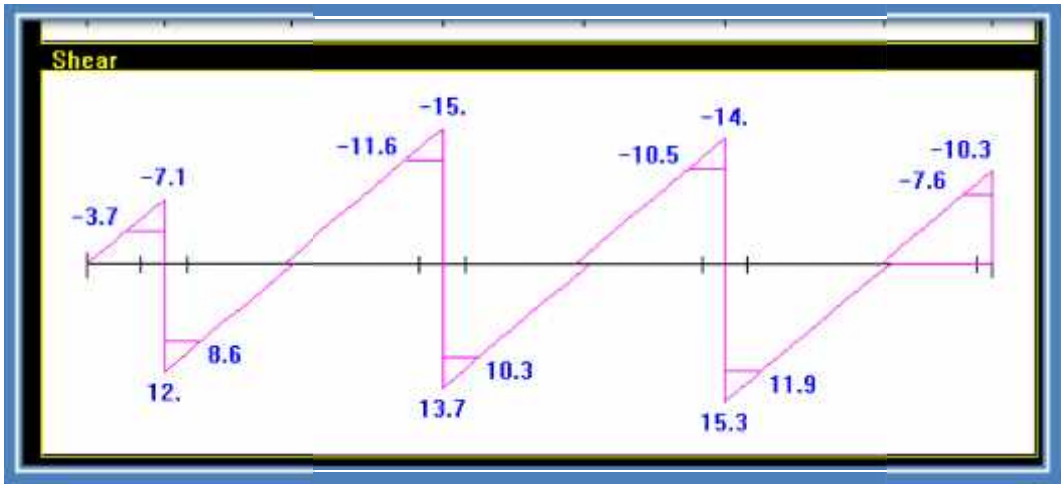


Fig. (4-2) Shear Diagram of Rib (R06)

4.5.1 Design of negative moment for rib (R06):

Assume slab is fixed at support points (Ribs)

Maximum negative moment is Mu = -٥.٩kN.m

Mn = ٥.٩ / 0.9 = ٦.٥٦ kN.m

d = h – cover – Φ_s – Φ/2 = ٢٢ – 2 –١– 1.2/2 = 18.٤ cm

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{410}{0.85\times 24} = 20.1$$

$$kn = \frac{Mn}{b\times d^2} = \frac{6.56\times 10^6}{120\times (184)^2} = ١.٦١٥ \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.1)(1.615)}{410}}\right) = 0.00٤١١$$

$As_{req.}$ = 0.00٤١١ (120) (18٤) = ٩٠.٨ mm^2

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)}(120)(184) \geq \frac{1.4}{410}(120)(184)$$

$As_{\min} = 66.0mm^2 < 75.4mm^2$ ……the larger is control

$As_{\min} = 75.4mm^2$

$As_{req.} = 90.8mm^2 > As_{\min} = 75.4mm^2$ ……..controls

No. of bars = As/ As $_{bar}$ = 90.8/79 = 1.2 bars * Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm²

Select 2 Φ 10 mm ……. Total As $_{provided}$ = 158 mm².

- **Check for strain**

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$$2 \times 79 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.5mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{26.5}{0.85} = 31.13mm$$

$$£_s = \frac{184 - 31.13}{31.13} \times 0.003$$

$$£_s = 0.0147 > 0.005$$

$\Rightarrow$ **Ok**

4.5.2 Design of positive moment for rib (R06):

For all spans

Effective flange width (b_E) according to ACI-code (8.10.2):

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

$b_E = L_c / 4 = 3.55 / 4 = 88.75\,cm$

$b_E = 12 + 16\,t = 14 + 16\,(8) = 142\,cm$

b_E = C / C spacing = 52 cm…….controls

Use Mu max. Positive for spans = 7.4 kN.m

Mn = 7.4 / 0.9 = 8.23 kN.m

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

Assume a = t = 8cm

C = 0.85 $f_c^{'} \times a \times b_E$

C= 0.85 (24) (0.08) (0.52) = 848.64 kN

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 848.64 (0.184 – 0.5 (0.08)) = 122.2 kN.m

Mn available =122.2 kN.m > Mn required = 8.23 kN.m

Then design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc^{'}} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{8.23 \times 10^6}{520 \times (184)^2} = 0.468 MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(0.468)}{410}}\right) = 0.001154$$

As = $\circ \times b \times d$

$As_{req.} = 0.001154 \times 520 \times 184 = 110.4 mm^2$

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)}(120)(184) \geq \frac{1.4}{410}(120)(184)$$

$As_{\min} = 66.0 mm^2 < 75.4 mm^2$ …….the larger control

$As_{\min} = 75.4 mm^2$

$As_{req.}$ =110.4 mm^2 > As_{min} = 75.4 cm^2…….ok

So select 2Φ10

$As_{provided}$ = 158 mm².

- **Check for strain**

T = C

$$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$2 \times 79 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.11mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{6.11}{0.85} = 7.18mm$$

$$£_s = \frac{184 - 7.18}{7.18} \times 0.003$$

$$£_s = 0.074 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.5.3 Design of shear for rib (R06):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical}$ = 11.9 kN

Use Φ10 with two legs

Av = $2 \times 79 = 158$ mm2

1. $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

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

$$= \frac{1}{2}\Phi\ Vc = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 184$$

= 6.76kN

$Vu > \frac{1}{2}\Phi\ Vc$……not control

2. $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

$$\Phi\ Vc = 6.876 \times 2 = 13.52KN$$

$Vu < \Phi Vc$……control

Minimum shear reinforcement is required

$$\frac{Av}{S_{req.}} \geq \frac{1}{3} \times \frac{bw}{fyt} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{fc'}}{fyt} \times bw$$

$$\frac{Av}{S_{req.}} \geq \frac{1}{3} \times \frac{120}{410} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{24}}{410} \times 120$$

$$\frac{Av}{S_{req.}} \geq 0.0976 \geq 0.0896$$

$$\frac{Av}{S_{req.}} = 0.0976$$

$$\frac{2*79}{S_{req.}} = 0.0976 \Rightarrow S_{req.} = 1618mm = 161.8cm$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{18.4}{2} = 9.2cm$$

Then Select $S = 7.5cm < \frac{d}{2}$.....*ok*

Select Φ10 @ 7.5 cm c/c

4-6 Design of Beam (B10) at 7th floor:

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

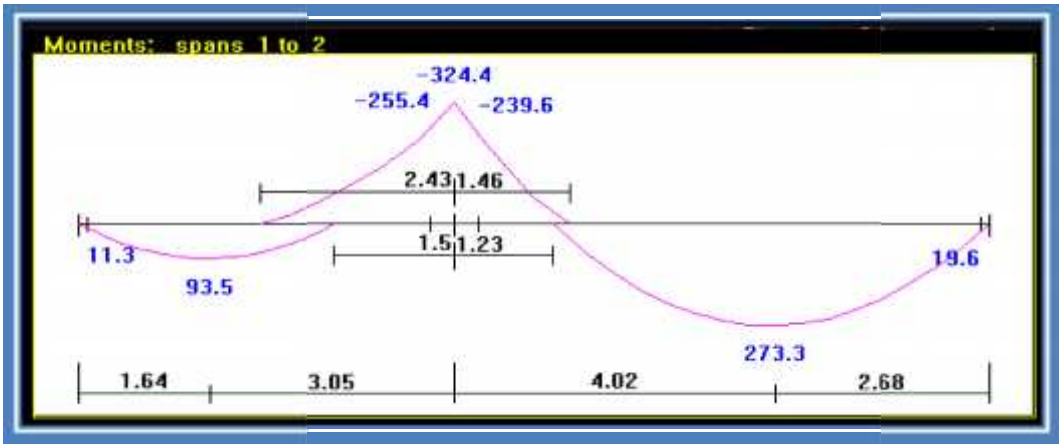


Fig. (4-3) Moment Diagram of Beam (B10)

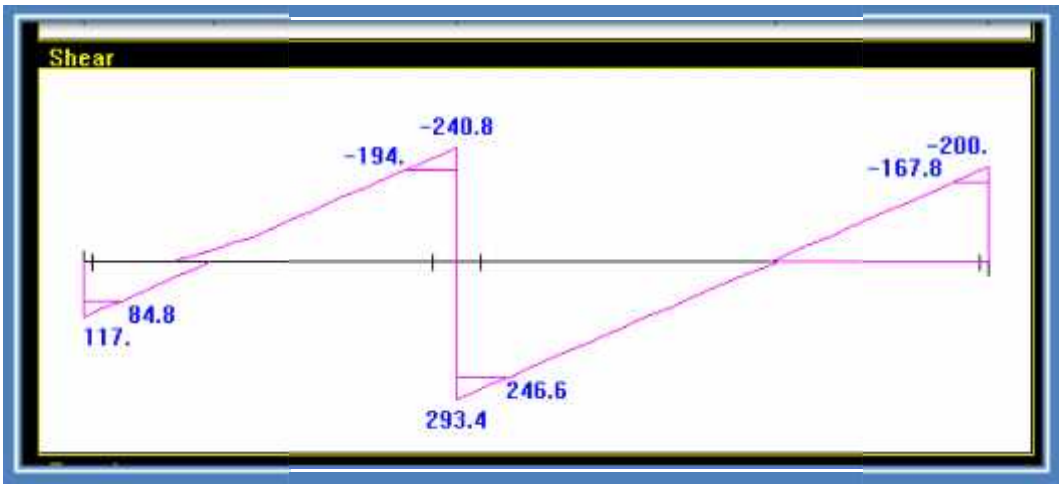


Fig. (4-4) Shear Diagram of Beam (B10)

4.6.1 Design of negative moment for beam (B10):

$d = 400 - 40 - 10 - 10 = 340mm$

$Mu = 255.4\,\text{kN.m}$

Check Singly Or Dubly:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 145.7mm$

$a = \quad \times c$

$a = 0.85 \times 145.7 = 123.86mm$

$c_{\max} = 145.7mm$

$a_{\max} = 123.86mm$

$Mn = 0.85 \times fc' \times b \times a_{\max}(d - a_{\max}/2)$

$Mn = 0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.12386(0.34 - 0.12386/2)$

$Mn = 421.6KN.m$

$\Phi Mn = 0.82 \times 421.6 = 345.7kN.m > Mu = 255.4kN.m$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$\Rightarrow$ Compute Area of steel

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.2554/0.9)}{0.6 \times (0.34)^2} = 4.091 MPa$$

- $= \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}})$
- $= \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.1 * 4.091}{410}})$
- $= 0.01125$

$As = 0.01125 \times 600 \times 340$

$As = 2295 \text{ mm}^2$

Use 5 Φ 25

Area of steel = $5 \times 490 = 2450 \text{ mm}^2$

- **Check for strain**

T = C

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$5 \times 490 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$

$a = 82.07 mm$

$c = \frac{a}{} = \frac{82.07}{0.85} = 96.61 mm$

$£_s = \frac{362 - 96.6}{96.6} \times 0.003$

$£_s = 0.0082 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

4.6.2 Design of positive moment for beam (B10):

- **Span 1**

$d = 400 - 40 - 10 - 8 = 340mm$

$Mu = 93.5\,\text{kN.m}$

Check Singly Or Dubly:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 145.7mm$

$a = \quad \times c$

$a = 0.85 \times 145.7 = 123.86mm$

$c_{\max} = 145.7mm$

$a_{\max} = 123.86mm$

$Mn = 0.85 \times fc' \times b \times a_{\max}(d - a_{\max}/2)$

$Mn = 0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.12386(0.34 - 0.12386/2)$

$Mn = 421.6KN.m$

$\Phi Mn = 0.82 \times 421.6 = 345.7kN.m > Mu = 93.5kN.m$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.0935/0.9)}{0.6 \times (0.340)^2} = 1.498MPa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times kn}{fy}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 1.498}{410}}\right)$$

$$\circ = 0.0038$$

$\text{As} = 0.0038 \times 600 \times 340$

$\text{As} = 775\ \text{mm}^2$

Use 3 Φ 20

Area of steel = 3×314 =942 mm^2

- **Check for strain**

T = C

$As\times fy = 0.85\times f_c\times b\times a$

$3\times314\times410 = 0.85\times24\times600\times a$

$a = 31.55mm$

$c = \frac{a}{} = \frac{31.55}{0.85} = 37.12mm$

$£_s = \frac{342-37.12}{37.12}\times0.003$

$£_s = 0.0246 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Span 2**

$d = 400-40-10-10 = 340mm$

$Mu = 273.3\text{kN.m}$

Check Singly Or Dubly:

$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003+0.004}{d}$

$c = 145.7mm$

$a = \quad \times c$

$a = 0.85\times145.7 = 123.86mm$

$c_{max} = 145.7mm$

$a_{max} = 123.86mm$

$Mn = 0.85\times fc'\times b\times a_{max}(d-a_{max}/2)$

$Mn = 0.85\times24\times0.6\times0.12386(0.34-0.12386/2)$

$Mn = 421.6KN.m$

$\Phi Mn = 0.82\times421.6 = 345.7kN.m > Mu = 273.3kN.m$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.2733/0.9)}{0.6 \times (0.34)^2} = 4.378 MPa$$

- $= \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times kn}{fy}})$
- $= \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 4.378}{410}})$
- $= 0.0122$

$As = 0.0122 \times 600 \times 340$

$As = 2481.8 \ mm^2$

Use 6 Φ 25

Area of steel = $6 \times 490 = 2940 \ mm^2$

- **Check for strain**

T = C

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$6 \times 490 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$

$a = 98.48 mm$

$c = \frac{a}{} = \frac{98.48}{0.85} = 115.86 mm$

$£_s = \frac{342 - 115.86}{115.86} \times 0.003$

$£_s = 0.00586 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

4.6.3Design of shear for beam (B10):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical} = 246.6$ kN

Use Φ10 with two legs

$Av = 2 \times 79 = 158\ mm2$

1. $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

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

$$= \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 600 \times 340$$

$$= 62.46kN$$

$Vu > \frac{1}{2}\Phi\ Vc$……..not control

2. $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

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

$$\Phi\ Vc = 62.46 \times 2 = 124.92kN$$

$Vu > \Phi\ Vc$……..not control

3. $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

$$\Phi Vs_{min} \ge 0.75(\frac{1}{3}) \times bw \times d \ge \frac{0.75}{16}\sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi Vs_{min} \ge 0.75(\frac{1}{3}) \times 0.6 \times 0.34 \times 10^3 \ge \frac{0.75}{16}\sqrt{24} \times 0.6 \times 0.34 \times 10^3$$

$$\Phi Vs_{min} \ge 51.0kN \ge 46.85kN$$

$$\Phi Vs_{min} = 51.0kN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 124.92 + 51.0 = 175.92kN$$

$Vu > \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ ……..not control

4. $\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$

$$\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 600 \times 340 = 249.85KN$$

$$\Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d = 124.92 + 249.85 = 374.77 > Vu$$

$$\Phi Vs_{req.} + \Phi Vc \ge Vu$$

$$\Rightarrow \Phi Vs_{req.} = Vu - \Phi Vc = 246.6 - 124.92 = 121.68kN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 158 \times 410 \times 340}{121.68 \times 10^3} = 13.6cm.....control.$$

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{34.0}{2} = 17.0cm.$$

Select Φ 10 @ 12.5 cm c /c

4.7 Design of One-way solid slab

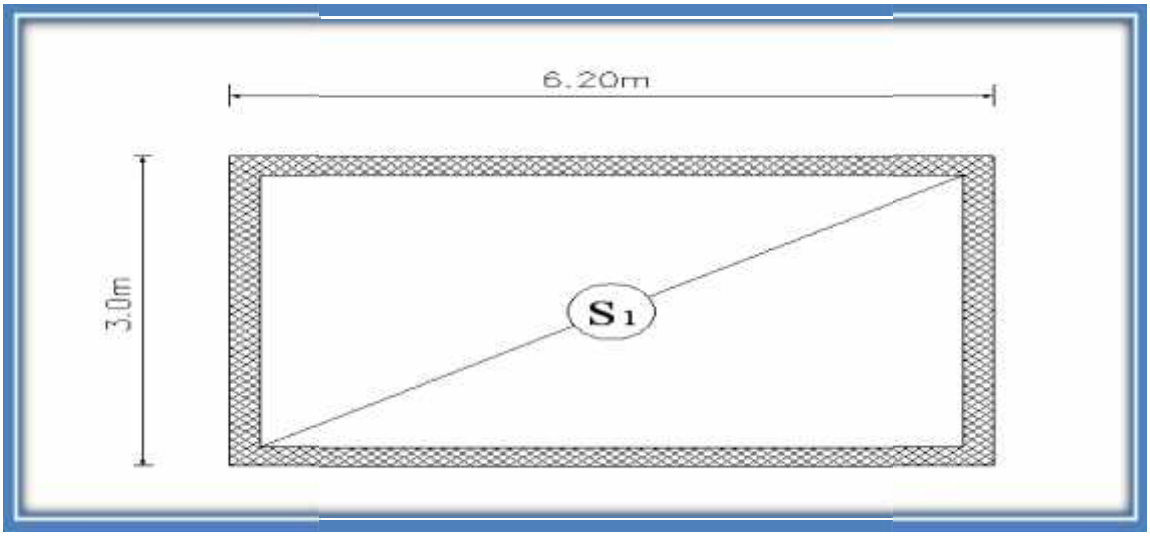


Fig (4.5) One-Way Solid Slab Plane

4.7.1 Check if it's one way

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{6.2}{3.0} = 2.1 > 2.0 \quad ....One\ way$$

4.7.2 Determination of thickness:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{2.6}{20} = 13cm$$

$$Select\ \ h = 15cm$$

4.7.3 Load Calculation

$$D.L = 4.2KN/m^2$$

$$L.L = 2.5KN/m^2$$

$$From\ \ Ater\ \ Por.we\ \ get$$

$$V_u = 11.8KN$$

$$M_u = 10.2KN.m$$

4.7.4 Design for positive moment:

$$d = 150 - 20 - 12 = 118\,mm$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{10.2}{0.9} = 11.3\,KN.m$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.3}{(1)(0.118)^2} = 0.814Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.814 \times 20.1}{410}}\right] = 0.00203$$

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

$$= 0.00203 \times 1000 \times 118 = 239.2mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270mm^2$$

$$As_{\min} = 270mm^2 > As_{req} = 239.2$$

$$\Rightarrow As = 270mm^2$$

$$\#\ of\ \ bars = \frac{270}{113} = 3$$

$Use¤12@25cm\ c/c$

4.7.5 Check for Strain :

Tension =Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times fc^{\backslash} \times b \times a$

$270 \times 410 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 0.543cm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{0.543}{0.85} = 0.64cm$

$£_s = \frac{11.8 - 0.64}{0.64} * 0.003$

$£_s = 0.052 > 0.005 \quad .....ok$

4.7.6 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:

$As_{\min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{\min} = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270$

$\#\ of\ bars = \frac{270}{79} = 4$

$Use¤10@25cm\ c/c$

4.7.7 Development length of the bars:

$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$

$L_d = \frac{410}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$

$Use\ L_d = 50cm.$

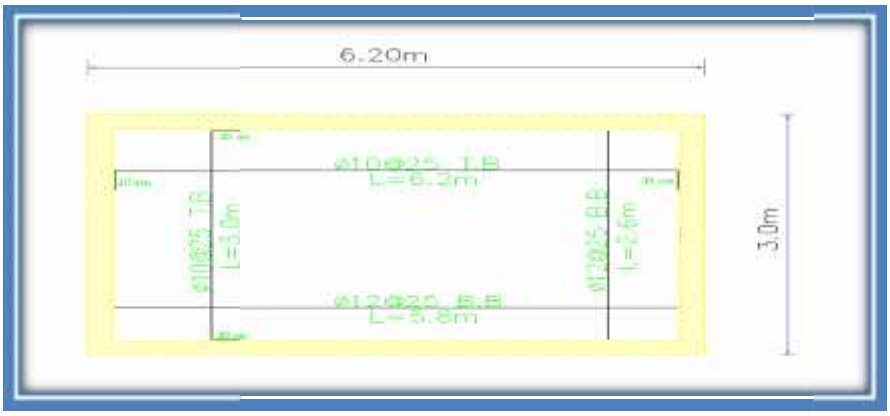


Fig (4.6) Details of One-Way Solid Slab

4.8 Design of Stairs:

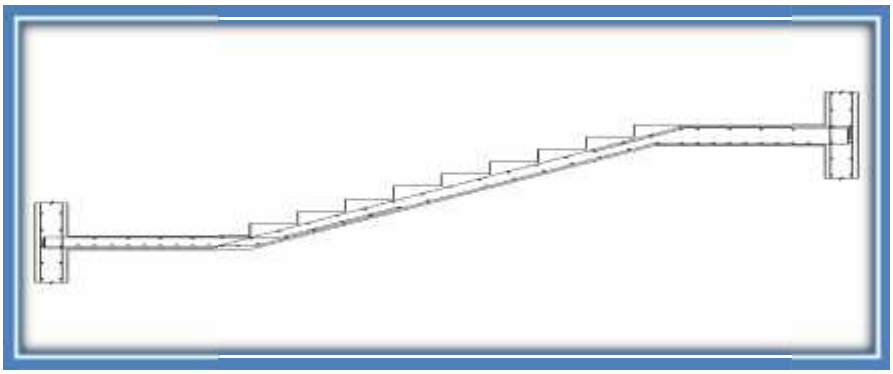


Fig.(4-7) Cross Section for the Staircase

4.8.1 Determination of Slab Thickness:

By limitation of deflection for solid slabs :

$$h_{req} \geq \frac{L}{20} \text{.....} simply \text{ sup } ported\ case$$

$$h_{req} \geq \frac{4.23}{20} = 0.2115m \Rightarrow select\ slab\ thickness = 22cm$$

$$d = 22 - 2 - 1 = 19cm$$

$$¤ = \tan^{-1}(\frac{17}{30}) = 29.54^{o}$$

4.8.2 Load Calculation:

Dead load companation for flight:-

1. Concrete = (0.22) × (24) × (1)/cos (29.54) = 6.069 kN/m².
2. Plastaring = (0.02) × (22) × (1)/cos (29.54) = 0.506 kN/m².
3. Stair = (0.5) × (0. 3) × (0.117) × (20)/(0.3) = 1.70 kN/m².
4. Mortar = (0.17+0.30) × (0.02) × (22)/(0.3) = 0.689 kN/m².
5. Tiles = (0.17+0.33) × (0.03) × (27)/(0.3) = 1.35 kN/m².

Total dead load = 6.069+0.506+1.70+0.689+11.35= 10.314 kN/m².

Dead load companation for landing:-

1. Concrete = (0.22) × (24) = 5.28 kN/m².
2. Plastaring = (0.02) × (22) = 0.44kN/m².
3. Mortar = (0.02) × (22) = 0.44 kN/m².
4. Tiles = (0.03) × (27) = 0.81 kN/m².

Total dead load = 5.28+0.44+0.44+0.81= 6.97 kN/m².

Live load for stairs = 5 kN/m²

4.8.3 Design Against Shear:-

The following figure shows the shear envelope of the staircase.

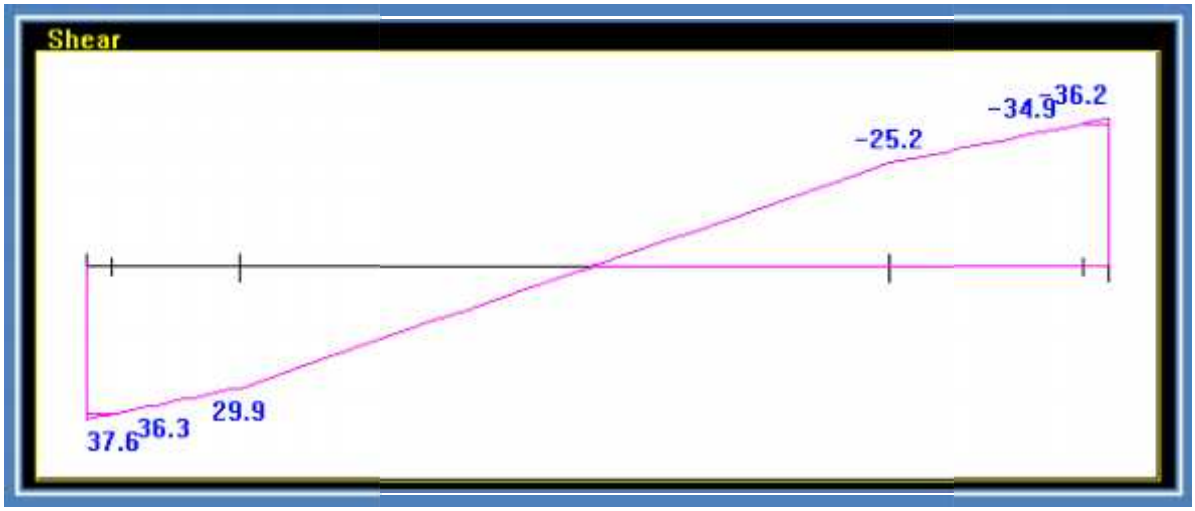


Fig.(4-8) Shear Diagram of Staircase

Vu = Ay ×cos29.54

Vu = 37.6 ×cos 29.54 =32.71KN.

$$\phi Vc = \frac{\phi \sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.190}{6} = 116.351KN$$

$$\phi Vc = 116.35 > Vu = 32.71$$

$$\therefore \phi Vc > Vu_{critical}$$

$\therefore$ no shear reinforcement is required so the depth of stair's slab is OK

4.8.4 Design Against Bending:

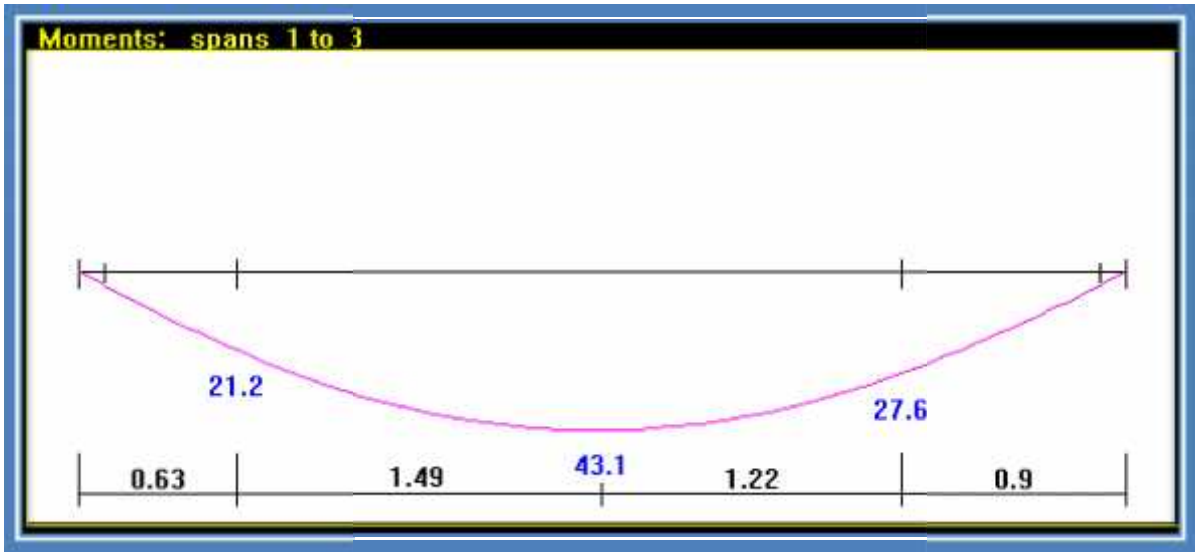


Fig.(4-9) Moment Diagram of Staircase

$$Mu_{\max} = 43.1KN.m$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{43.1}{0.9} = 47.89KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{47.89 * 10^6}{1000 \times (190)^2} = 1.33kN/m^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(20.1)(1.33)}{410}}\right) = 0.0034$$

$$As_{(req.)} = \rho \times b \times d = 0.0034 \times 1000 \times 190 = 646\ mm^2$$

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)}(1000)(190) \geq \frac{1.4}{410}(1000)(190)$$

$$As_{min} = 567.6mm^2 \leq 648.8mm^2$$

$$As_{req.} = 646mm^2 < As_{min} = 648.8mm^2 \ldots\ As_{min}\ (\text{control})$$

$$\Rightarrow \text{Use } 1\Phi 12@17\text{cm c/c with As} = 678\text{mm}^2 > As_{min} = 648.8mm^2 \ldots\ldots \text{bottom reinforcement}$$

For secondary reinforcement:

$$As_{sh.\&temp.} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 170 = 306mm^2$$

Select $1\Phi 10@25$ cm c/c …for top & bottom reinforcement

For top reinforcement:

$$As_{(req.)} = \rho \times b \times d = 0.0034 \times 1000 \times 190 = 646\ mm^2$$

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(410)}(1000)(190) \geq \frac{1.4}{410}(1000)(190) \ldots\ldots \text{control}$$

$$As_{sh.\&temp.} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 170 = 306mm^2$$

$$\Rightarrow \text{Use } 1\Phi 12@17\text{cm c/c with As} = 678\text{mm}^2 > Asreq = 646mm^2 \quad \text{..for top reinforcement}$$

4.8.5 Design of Landing:-

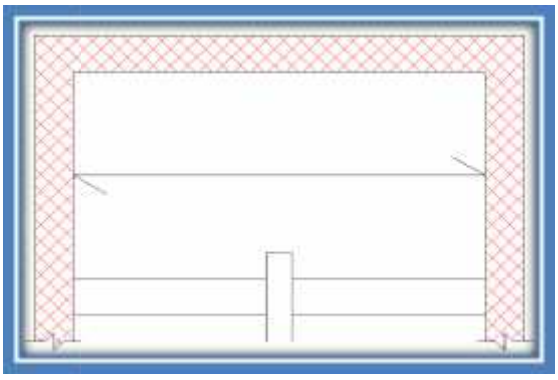


Fig.(4-10) Top View Landing

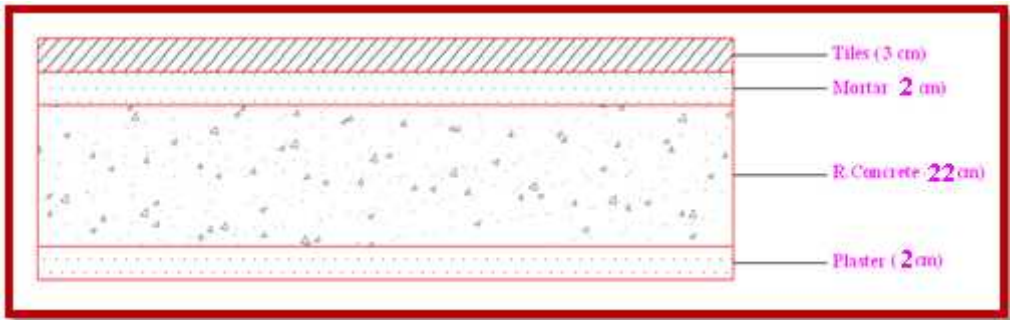


Fig.(4-11) Section in Stair's Landing

- Dead Load calculations:-

h slab=22cm

Dl of Tiles = (0.03) × (27) = 0.81 kN/m².

Dl of mortar = (0.02) × (22) = 0.44 kN/m².

Dl of slab = (0.22) × (24) = 5.28 kN/m².

Dl of plaster = (0.02) × (22) = 0.44 kN/m².

$$\sum D1 = 6.971 kN/m.....for\ 1\,m\ strip$$

D2 (that comes from the stairs reaction on the lading) =21 kN/m

Total dead load = 6.97+21 = 27.97 KN/m.

- Live load calculations:-

L1 : Live load on the landing = 5 kN/m…….for 1m strip.

L2 (that comes from the stairs reaction on the lading) = 10.5 kN/m

Total live load = 5 + 10.5 = 15.50 kN/m

- Total Ultimate Load :-

qu=1.2D + 1.6L = (1.2)(27.97) + (1.6)(15.50) = 58.364 kN/m

4.8.5.1 Design Against Shear:-

$$Vu = \frac{qu \times L}{2} = \frac{58.364 \times 2.8}{2} = 81.7\ \ kN.$$

$$\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 190}{6} = 116.35kN$$

$$¤Vc = 116.35 > Vu = 81.7$$

$$\therefore ¤Vc > Vu_{critical}$$

$\therefore$ no shear reinforcement is required so the depth of stair's slab is OK

4.8.5.2 Design Against Bending:

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{58.364 \times 2.8^2}{8} = 57.2 \ \ kN.m$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{57.2}{0.9} = 63.6 \ \ kN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{63.6 \times 10^6}{1000 \times (190)^2} = 1.76 \ \ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(1.76)}{410}}\right) = 0.005$$

$$\text{As}_{(\text{req.})} = ° \times \text{b} \times \text{d} = 0.005 \times 1000 \times 190 = 950 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times \text{b} \times \text{h}$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times 1000 \times 220 = 396mm^2$$

$$\text{As}_{(\text{req.})} = ° \times \text{b} \times \text{d} = 0.005 \times 1000 \times 190 = 950 \text{ mm}^2 \text{.....(control)}$$

$\Rightarrow$ Use 1Φ14/15 cm C/C……bottom reinforcement

For secondary reinforcement:

$$As_{sh.\&temp.} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 220 = 396mm^2$$

Select 1Φ10/20 cm …for top & bottom reinforcement

4.9 Design of column

4.9.1 Design of Short column (col .17)

4.9.1.1 Load Calculation:

$$p_u = 4880KN$$

$$p_{nreq} = \frac{4880}{0.65} = 7507.7KN$$

$$Use° = °g = 1.6\%$$

4.9.1.2 Design of Main Reinforcement:

$$Pu = 0.8 \times Ag(0.85 \times Fc` + °g(Fy - 0.85Fc`)$$

$$7507.7 \times 10^{+3} = 0.8Ag(0.85 \times 24 + 0.016(410 - 0.85 \times 24)$$

$$Ag = 3523.6cm^2.$$

$$\Rightarrow Use\ 60cm \times 60cm \Rightarrow Ag = 3600cm^2$$

$$7507.7 \times 10^{+3} = 0.8 \times 3600 \times 10^2 \times \{0.85 * 24 + °g(410 - 0.85 \times 24)$$

$$°g = 0.0145 \geq °_{\min} = 0.01$$

$$A_{streq} = 0.0145 \times 360000 = 5238mm^2$$

$$\Rightarrow \text{Use } ¤12@25 \qquad \text{As provide} = 5880\ \text{mm}^2$$

$$\left(\frac{k.L_u}{r}\right) \leq (34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \leq 40.....ACI.10 - 12 - 2$$

$$L_u : Actualun\sup ported(unbraced)length$$

$$K : effectivelengthfactor(K = 1\ forbracedframe)$$

$$R : radiusofgyration = 0.3h = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{k.L_u}{0.3(h)} = 16.5 < 34 - 12\frac{M1}{M2} = 22$$

$\therefore Short.....Column$

4.9.1.3 Design of Tie Reinforcement :

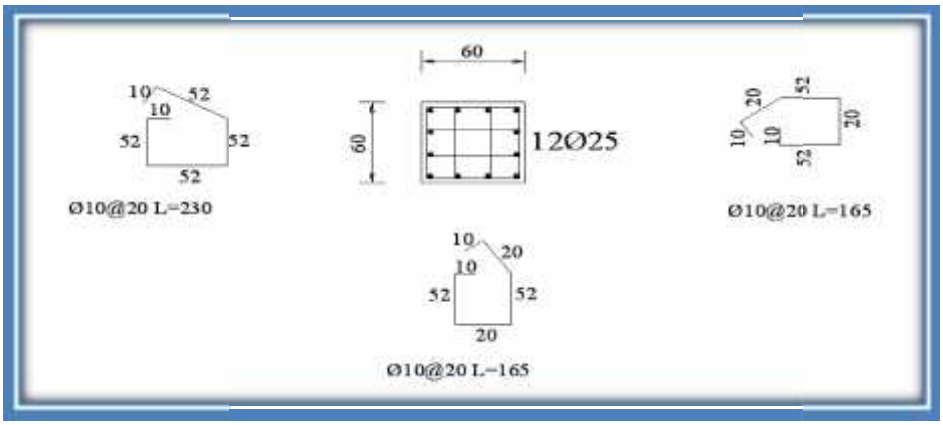


Fig . (4-12) Details of Column .(Col-17)

$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.5 = 40cm.$

$Spacing \le 48 \times d_t (tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Spacing \le Least.\dim ension = 60cm$

Use ¤ 10 @ 20cm c/c spacing.

4.9.2 Design of long column

Select column (C18) for design

4.9.2.1 Load Calculation:

Pu = 1660 KN

Pn 1660/ (0.65) = 2553.8 KN

4.9.2.2 Determination of Agreq

$°g = 1.6\ \%$

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85 fc')\}$$
$$2553.8 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.016 * (410 - 0.85 * 24)]$$
$$Ag = 1198.6 cm^2$$
Use 25×50 cm with Ag = 1250 cm² > Agreq = 1198.6 cm²

4.9.2.3 Check Slenderness Effect:

- **In 50cm-Dirction**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

Lu = 3.40 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad ....ACI - (10.12.2)$$
$$\frac{1 \times 3.12}{0.3 \times 0.5} = 20.8 < 22$$
$$\therefore short \quad Coloumn \quad in \quad 50 : direction$$

- **In 25cm-Dirction**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

Lu = 3.12 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{..... } ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1\times 3.12}{0.3\times 0.25} = 41.6 > 22$$

$$\therefore long \quad Coloumn \quad in \quad 25:direction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad \text{.....} [ACI318-2002 \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750\times\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(1196)}{1660} = 0.72$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.5\times 0.25^3}{12} = 0.000651 \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23270.15\times 10^6\times 0.000651}{1+0.72} = 3.52MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....} ACI318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 3.52}{(1.0\times 3.12)^2} = 3.57MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... } ..ACI\ 318 - 2002\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \text{ ..... } According \quad to \ \ ACI\ 318 - 2002\ (10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... } ACI\ 318 - 2002\ (Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{1660}{0.75\times 3.57\times 10^3}} = 2.64 > 1$$

$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 250 = 22.5mm = 0.0225\ m$

$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0225 \times 2.64 = 0.0594$

$\frac{e}{h} = \frac{0.0594}{0.25} = 0.24$

From Interactio n Diagram

$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1660}{0.5 \times 0.25} \times \frac{145}{1000} = 1.93\ \ Ksi$

$° _g = 0.023$

$A_s = ° \times A_g = 0.023 \times 500 \times 250 = 2875\ mm^{2`}$

$\therefore use 8¤22$

4.9.2.4 Design of the Reinforcement:

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.2 = 35.2\ cm$

$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48\ cm$

$spacing \leq least\ .\dim . = 25\ cm$

$Use ¤10@20\ cm$

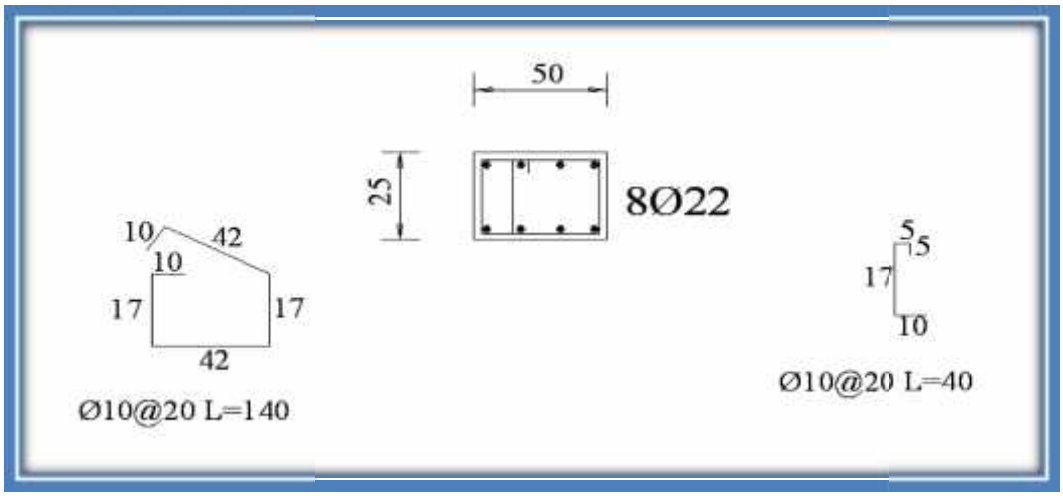


Fig . (4-13) Details of Column .(Col-18)

4.10 Design of Shear wall:

4.10.1 Load Calculation :

$$W_{\text{Basement Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} + 0.5\,(W_{\text{upper columns \&walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 2448\ \text{KN}$$

$$W_{\text{Ground Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} + 0.5\,(W_{\text{upper columns \&walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 4786\ \text{KN}$$

$$W_{\text{Store Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} + 0.5\,(W_{\text{upper columns \&walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 4860\ \text{KN}$$

$$W_{\text{first Floor}} = W_{\text{second Floor}} = W_{\text{third Floor}} = W_{\text{fourth Floor}} = W_{\text{fifth Floor}} = W_{\text{sixth Floor}} = 4860\ \text{KN}$$

$$W_{\text{Seventh Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} + 0.5\,(W_{\text{upper columns \&walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 2467\ \text{KN}$$

$$W_{Total} = W_{\text{Basement}} + W_{\text{Ground}} + W_{Store} + W_{First} + W_{Second} + W_{Third} + W_{Fourth} + W_{Fifth} + W_{Sixth} + W_{Seventh}$$

$$W_{Total} = 43721\,\text{KN}$$

4.10.2 Calculation of shear force on "shear walls" :

the total design base shear in a given (UBC)From Uniform Building Code 1997 direction shall be determined 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:

$$V = 0.11Ca.I.W \text{.....(Eq.30-5)}$$

H Building =13.8m

Z = 3.0

R = 5.5

I = 1.0

Ca = 0.24

Ct = 0.0488

Cv = 0.24

Where:

Z = seismic zone factor as given in Table 16-I .

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.

I = importance factor given in Table 16-K.

Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

Cv =seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

hi, hn, hx = height in feet)m (above the base to Level *i*, *n* or *x*, respectively .

$$T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \qquad (UBS)$$

$$T = 0.0488 * (31)^{3/4} = 0.641$$

$$V_1 = \left(\frac{Cv \times I}{R \times T}\right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.641}\right) \times 43721 = 2976 kN$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times Ca \times I}{R.}\right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5}\right) \times 43721 = 4770 kN$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times Ca \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 43721 = 1154 kN$$

V =2976 KN…….. (control)

Ft = 0.07 x T xV = 0.07 x 0.641 x 2976 = 134 kN

$$F_{Xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}}\right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{2976 - 134}{741915}\right) \times W_i \times h_i = 0.003831 \times W_i \times h_i$$

Table (4-1) Calculation of the total Fx

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
7th	2467	2976	31	231.79	٧٦٤٧٧	٢٩٣	427
6th	4860	2976	27.9	231.79	١٣٥٥٩٤	519.5	946.5
5th	4860	2976	24.8	231.79	١٢٠٥٢٨	461.7	1408.2
4th	4860	2976	21.7	231.79	١٠٥٤٦٢	404	1812.2
3rd	4860	2976	18.6	231.79	٩٠٣٩٦	346.3	2158.5
2nd	4860	2976	15.4	231.79	٧٤٨٤٤	286.7	2445.2
1st	4860	2976	12.3	231.79	٥٩٧٧٨	229	2674.2
Store	4860	2976	9.2	231.79	٤٤٧١٢	171.3	2845.5
Ground	4786	2976	5.8	231.79	٢٧٧٠٩	106.3	2951.8
Basement	2448	2976	2.6	231.79	٦٣٦٥	24.2	2976
∑	43721				٧٤١٩١٥		

For shear wall

Wall take percentage force from total horizontal = 10.6%

$$for \quad seventh \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 427 = 45.3 \; Kn$$

$$for \quad sixth \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 946.5 = 100.33 \; Kn$$

$$for \quad fifth \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 1408.2 = 149.3 \; Kn$$

$$for \quad fourth \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 1812.2 = 192.1 \; Kn$$

$$for \quad third \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 2158.5 = 228.8 \; Kn$$

$$for \quad sec \quad ond \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 2445.2 = 259.2 \; Kn$$

$$for \quad first \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 2674.2 = 283.5 \; Kn$$

$$for \quad store \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 2845.5 = 301.62 \; Kn$$

$$for \quad ground \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 2951.8 = 312.9 \; Kn$$

$$for \quad basement \quad floor \quad F_x = \frac{10.6}{100} \times 2976 = 315.5 \; Kn$$

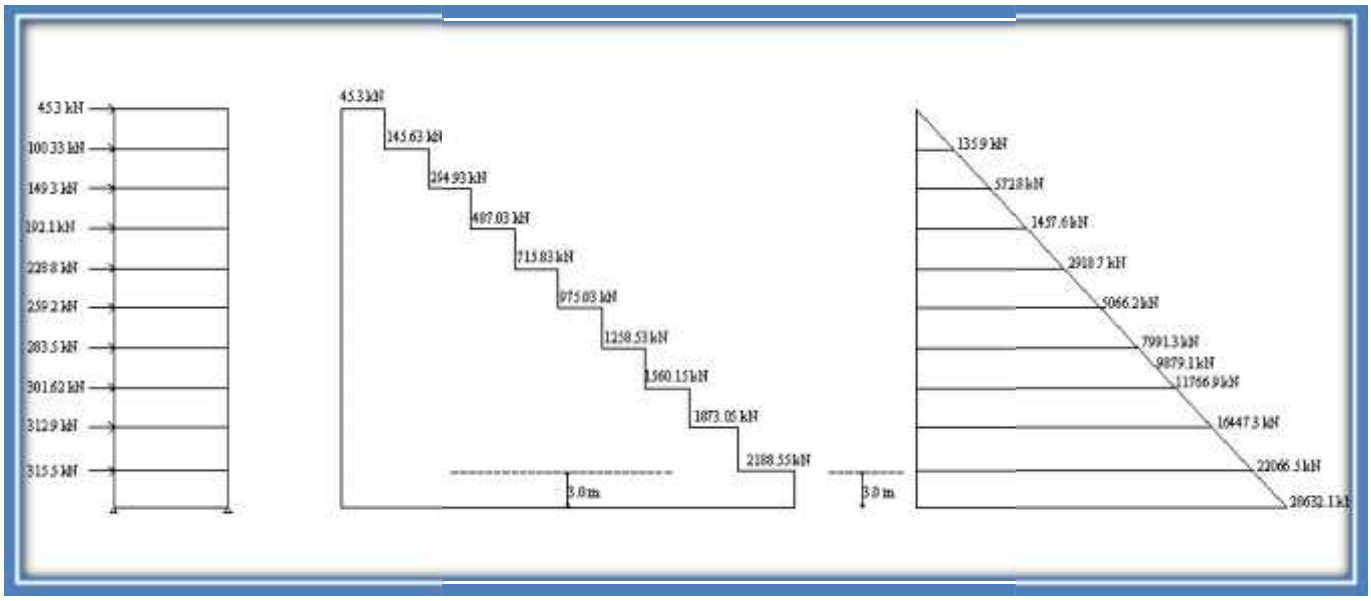


Fig. (4-14) Shear & Moment Diagram For Shear Wall

4.10.3 Shear Wall Design Parameters:

$fc' = 24\ Mpa$

$fy = 410\ Mpa$

$h = 20cm\ shear\ wall\ thickness$

$lw = 6m\ shear\ wall\ width$

$hw = 30m\ building\ height$

4.10.4 Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

$$\frac{lw}{2} = \frac{6}{2} = 3m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{30}{2} = 15.0m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 6 = 4.8m$$

$V_u = 2188.55\ KN$

$M_u = 22066.5\ KN.m$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.2 \times 4.8 = 783.84\ KN \quad \ldots \quad control$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$Assume\ N_u = 0.0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.2 \times 4.8}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 1175.8\ KN$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = +ve$$

$$\therefore V_{c3} = Will\ apply$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{6\left(\sqrt{24} + 0.0\right)}{\langle 7.083 \rangle} \right] \times \frac{0.2 \times 4.8}{10}$$

$$V_{c3} = 633.54 KN$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{¤} - V_c = \frac{2188.55}{0.9} - 633.54 = 1798.2 \quad Kn$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{1798.2 \times 10^3}{410 \times 4800} = 0.914\ mm$$

$$\frac{A_{Vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 200 = 0.50\ mm$$

$$S_2 \le \frac{l_w}{5} = \frac{6}{5} = 1200\ mm$$

$$S_2 \le 3 \times b = 3 \times 200 = 600\ mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.000914} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.000914} = 0.173\ m$$

$\therefore Use ¤10@15cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*horezental*)

4.10.5 Design of Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_2 \times h} - 0.0025\right)\right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{30}{6}\right)\left(\frac{2 \times 79}{25 \times 250} - 0.0025\right)\right] \times S_1 \times h$$

$$A_{Vn} = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.20} = 0.316\ m = 316\ mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 \le \frac{l_w}{3} = \frac{6000}{3} = 2000\ mm$$

$$S_1 \le 3 \times h = 3 \times 200 = 600\ mm$$

$\therefore$ *Use*¤10@25*cm* $\quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*Vertical*)

4.10.6 Shear Wall Detail:

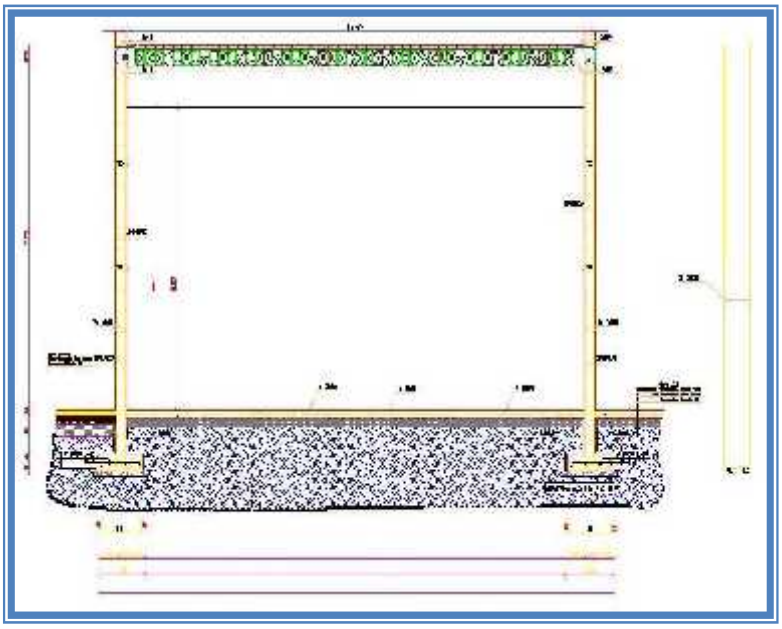


Fig. (4-15) Shear Wall Detail

4.11 Design of Basement wall:

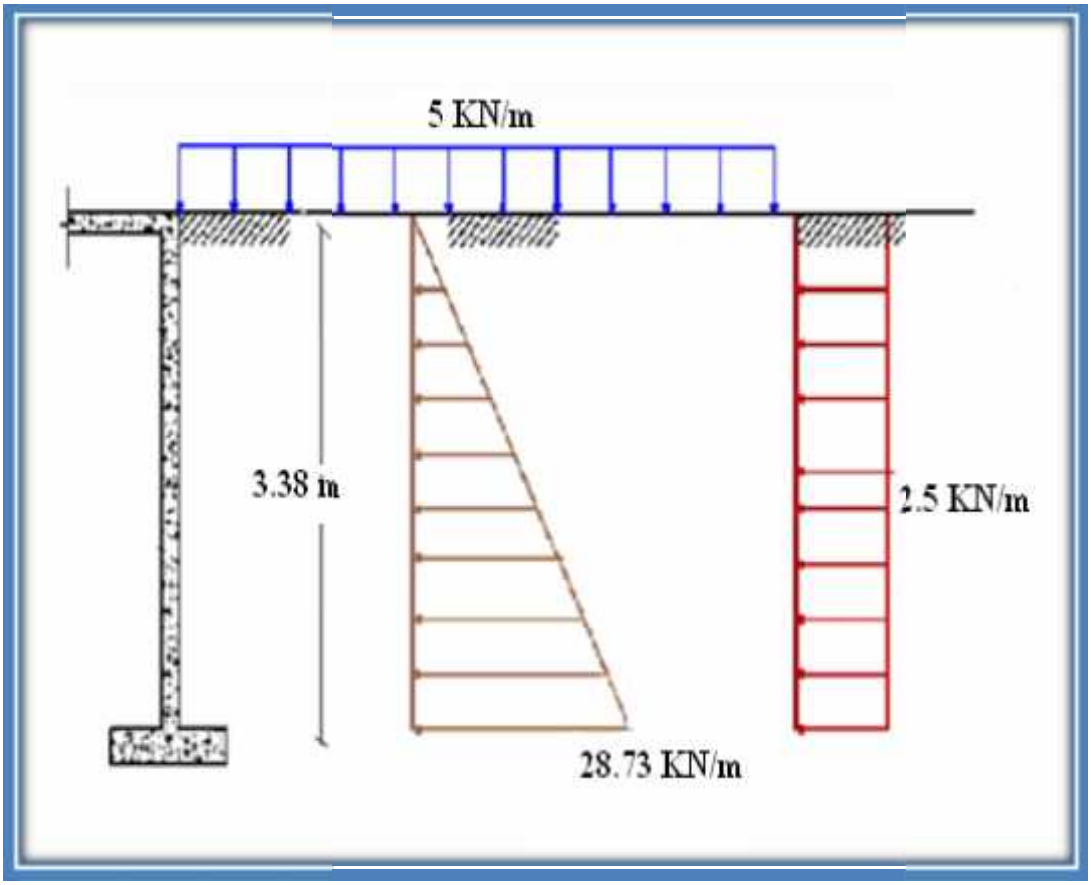


Fig. (4-16) Geometry of Basement Wall

4.11.1 Load Calculation :

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

$¥_{soil} = 17\ Kn/m^3$

$\bar{} = 30^{\circ}$

$K = 0.5$

$q_1 = 17 \times 3.38 \times 0.5 = 28.73$ Kn/m2

$q_2 = P \times K_0$

$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5$ Kn/m^2

4.11.2 Thickness Calculation :

Assume ρ =0.01

Mu =46.5 kN.m

Mn =46.5/0.9 =51.7kN.m

$$m=\frac{Fy}{0.85\,fc'}=\frac{410}{0.85\times 24}=20.1$$

$$Kn=\circ\times\frac{fy}{1-0.5m\circ}=0.01\times\frac{410}{1-0.5\times 20.1\times 0.01}=4.56Mpa$$

$$Kn=\frac{Mn}{bd^2}\Rightarrow d=\sqrt{\frac{51.7\times 10^6}{1000\times 4.56}}=107\ mm$$

$$h=107+30+10=146\ mm$$

$$\Rightarrow select \quad h=20cm$$

4.11.3 Wall Design :

$$d=200-30-12=158\ mm$$

$$Kn=\frac{Mnx}{b\times d^2}=\frac{51.7\times 10^6}{1000\times 158^2}=2.071Mpa$$

$$\circ=\frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}})$$

$$\circ=\frac{1}{20.1}(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.1\times 2.071}{410}})=0.00534$$

$$\Rightarrow As_{req}=0.00534\times 1000\times 158=843.3mm^2/m$$

$$As_{\min}=\frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy}\times b\times d=\frac{0.25\sqrt{24}\times 1000\times 158}{410}=472mm^2/m$$

But not less than

$$As_{\min}=\frac{1.4\times bw\times d^2}{fy}=\frac{1.4\times 1000\times 158}{410}=539.5mm^2/m$$

$$As_{\min}=539.5mm^2/m<As_{req}=843.3mm^2/m$$

$$\#\,of\ bar\ in\ one\cdot meter=\frac{843.3}{113}=7.5$$

$\Rightarrow$ Select Φ12@12.5cm c/c

$As_{min} = 0.0012 \times b \times h$

$= 0.0012 \times 1000 \times 200$

$= 240\ mm^2/m$

$As_{req} > As_{min} \ldots\ldots\ldots oK$

4.11.4 Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

$As_{horezantal} = 0.002 \times 1000 \times 200 = 400 mm^2/m$

$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{400}{113} = 3.5$

$\Rightarrow$ Select ¤12@25cm with As = $452mm^2/m$

4.11.5 Check for Shear :

$¤ \times Vc \geq Vn$

$¤ \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 158$

$¤.Vc = 96.8kN >> Vu = 51.2\ kN$

$\therefore$ *No Shear* Re*iforcement* Re*quired*

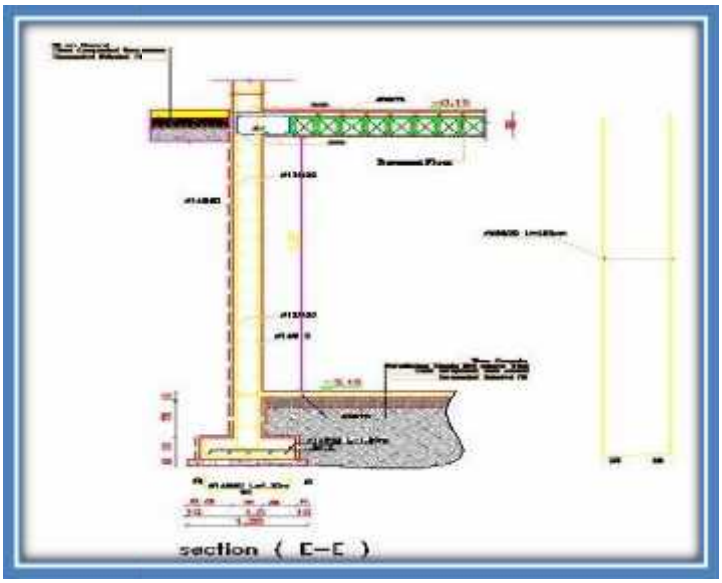


Fig. (4-17) Details of Basement Wall

4. 12 Design of Footing

4. 12.1 Design of Isolated Footing (F01):

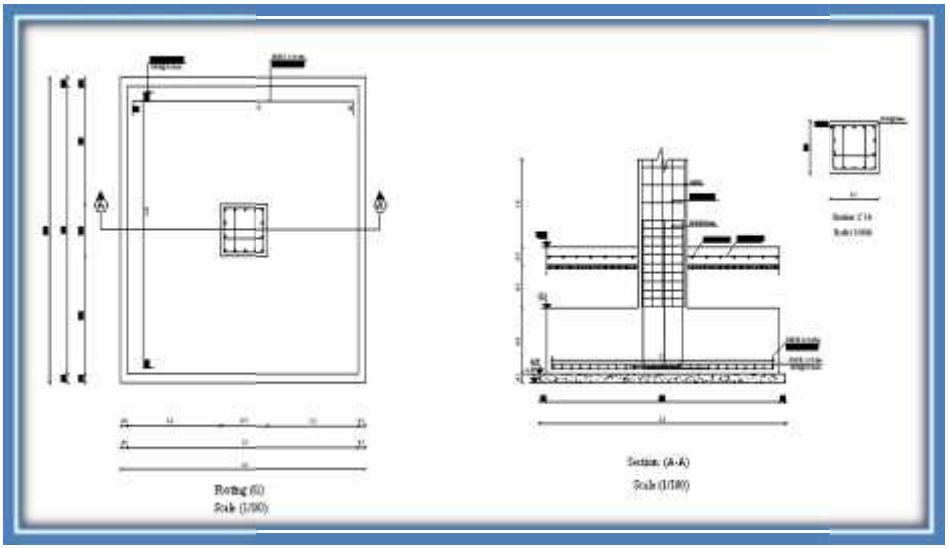


Fig. (4-18) Geometry of Footing (F01)

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed.

The following subsections describe the analysis and design of footing (F01) :

4.12.1.1 Load Calculation:

From Column :

Factored Load = 5749.9 kN.

Soil Weight = 17 kN/m^3.

Soil Depth = 0.2 m.

Column geometry 70×60 cm.

Allowable Soil Pressure = 450 kN/m^2.

4.12.1.2 Design of Footing Area:

Assume footing to be about (85 cm) thick.

$$A = \frac{Force(service)}{q_{all.net}}$$

$$q_{all.net} = 450 - 5 - 0.2 \times 17 - 0.85 \times 24$$

$$q_{all.net} = 421.2 Kn/m^2$$

$$A = \frac{4453.3}{421.2}$$

$$A = 10.57 m^2$$

$$A = W \times L = 10.57 m^2$$

$$L = W = \sqrt{10.57} = 3.252 m \cong 3.3 m$$

$$q_u = \frac{Force(Factored)}{A} = \frac{5749.9}{10.57} = 528 Kn/m^2$$

Where :

A: Area of footing.

W: Width of footing.

L: Lenth of footing.

4.12.1.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Assume h = 75 cm ……d = 750-75-20 = 655 mm

- **Check For One Way Action:-**

For X - direction

$$V_u = (\frac{(L-a)}{2} - d) \times q_u \times W$$

$$V_u = (\frac{(3.3-0.70)}{2} - 0.655) \times 528 \times 3.3$$

$$V_u = 1123.85 Kn$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{fc'} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 3.3 \times 0.655 \times 10^3$$

$$\Phi V_c = 1323.65 Kn$$

$$\Phi V_c > V_u .....O.K$$

For Y- direction

$$V_u = (\frac{(W-b)}{2} - d) \times q_u \times L$$

$$V_u = (\frac{(3.3-0.60)}{2} - 0.655) \times 528 \times 3.3$$

$$V_u = 1210.97 Kn$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 3.3 \times 0.655 \times 10^3$$

$$\Phi V_c = 1323.65 Kn$$

$$\Phi V_c > V_u .....O.K$$

- **Check for Two Way Action :-**

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$V_c = \frac{1}{12}\left(2 + \frac{4}{c}\right).\sqrt{f_{c'}}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s .d}{b_o} + 2\right)\sqrt{f_c'}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}.b_o.d$$

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{70}{60} = 1.17$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= 2× {(a+d) + (b+d)} = 2× {(0.70+0.655) + (0.60+0.655)} = 5.22 m.

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$V_c = \frac{1}{12}\left(2 + \frac{4}{1.17}\right).\sqrt{f_{c'}}.b_o.d = 0.45\sqrt{f_{c'}}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{40 \times 0.655}{5.22} + 2\right)\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.58\sqrt{f_c'}.b_o.d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.333\sqrt{f_c'}.b_o.d.....Control$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}.b_o.d = 0.333\sqrt{24}\times 5.22\times 0.655\times 10^3$$

$$V_c = 5577.78.Kn.....\Phi = 0.75$$

$$\Phi V_c = 0.75\times 5577.78 = 4183.34Kn$$

$$\Phi V_c > V_u.....O.K$$

4.12.1.4 Check Transfer of Load at Base of Column:

$$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$$

$$¤.Pn = 0.65\times[0.85\times 24\times(700\times 600)]/1000 = 5569.2\ \ kN$$

$$But\ \ Pu = 4970.2kN < ¤.Pn = 5569.2kN$$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005\times Ag = 0.005\times 420000 = 2100\ \ mm^2$$

$$Select\ \ 7\Phi 20$$

$$As_{Provided} = 2198mm^2 > As_{Req.} = 2100\ \ mm^2$$

4.12.1.5 Design for Bending Moment:

At X- Direction

$$Mu = 528\times 3.3\times 1.3\times\frac{1.3}{2} = 1472.328kN.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{1472.328}{0.9} = 1635.92\ \ kN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.636}{3.3\times(0.655)^2} = 1.16Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{410}{0.85\times 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.1\times 1.16}{410}}\right)=0.0029$$

$$As_{Req.}=\rho\times b\times d=0.0029\times 3300\times 655=6268.35\ \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage(\min.)}=0.0018\times b\times h=0.0018\times 3300\times 750=4455\ \ mm^2$$

$$As=Asreq=6268.35mm^2.....control$$

$$select\ \ 25\text{¤}18\ \ with As=6350\ \ mm^2>Asreq.=6268.35\ \ mm^2$$

At Y- Direction

$$Mu=528\times 3.3\times 1.35\times\frac{1.35}{2}=1587.762kN.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn=\frac{1587.762}{0.9}=1764.18\ \ kN.m$$

$$\text{Kn}=\frac{Mn}{bd^2}=\frac{1.764}{3.3\times(0.655)^2}=1.25Mpa$$

$$m=\frac{fy}{0.85\times fc'}=\frac{410}{0.85\times 24}=20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.1\times 1.25}{410}}\right)=0.0032$$

$$As_{Req.}=\rho\times b\times d=0.0032\times 3300\times 655=6916.8\ \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage(\min.)}=0.0018\times b\times h=0.0018\times 3300\times 750=4455\ \ mm^2$$

$$As=Asreq=6916.8mm^2.....control$$

$$select\ \ 28\text{¤}18\ \ with As=7112\ \ mm^2>Asreq.=6916.8\ \ mm^2$$

4.12.1.6 Check for Strain:

At X- Direction

Tension = Compression

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

$$6350 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 3300 \times a$$

$$a = 38.7 \ \ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{38.7}{0.85} = 45.53 \ \ mm$$

$$£_s = \frac{410 - 45.53}{45.53} \times 0.003$$

$$£_s = 0.024 > 0.005 \qquad .....OK$$

At Y- Direction

Tension = Compression

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

$$7112 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 3300 \times a$$

$$a = 43.31 \ \ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{43.31}{0.85} = 60 \ \ mm$$

$$£_s = \frac{410 - 60}{60} \times 0.003$$

$$£_s = 0.0175 > 0.005 \qquad .....OK$$

4.12.2 Design of Wall Footing:

4.12.2.1 Determination of Footing Depth:

-Allowable soil pressure = 450 KN/m²

-Assume footing thickness = 40 cm > h min = 25cm.

-Service Load (Force) = 230 KN/m (From Wwall + Load in columen).

$$B = \frac{Force(service)}{q_{all.net}}$$

$$q_{all.net} = 450 - 5 - 0.6*17 - 0.3*24$$

$$q_{all.net} = 427.6Kn/m^2$$

$$B = \frac{230}{427.6} = 0.54m$$

Because we will used ¤12 of steel

so that $\rightarrow B = 0.24\frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times db$

$$B = (((0.24\frac{410}{\sqrt{24}} \times 12) + 75) \times 2) + 250 \rightarrow B = 88.21cm \cong 90cm$$

Assumed h= h_{min} = 25 cm

$$\longrightarrow d = h - cover - db$$

$$\longrightarrow d = 250 - 75 - 20 = 155mm$$

4.12.2.2 Check shear action :

$$q_u = \frac{1.2D.L + 1.6L.L}{1m \times B}$$

$$q_u = \frac{1.2(184.762) + 1.6(44.673)}{1m \times 0.90} =$$

$$q_u = \frac{293.191}{0.90} = 325.77KN/m^2$$

$$V_u = q_u(\frac{B - 0.25}{2} - d) \times L$$

$$V_u = 325.77(\frac{0.90 - 0.25}{2} - 0.155) \times 1$$

$$V_u = 55.38KN$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{f_{c'}} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1 \times 155$$

$$\Phi V_c = 94.92KN$$

$$\Phi V_c > V_u .....O.K$$

4.12.2.3 Design of Bending :

B = 70 cm & h = 25 cm

$$Mu = q_u(\frac{x}{2})^2$$

$$Mu = 325.77 \times (\frac{0.325}{2})^2$$

$$Mu = 8.6KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{0.0086}{0.9} = 0.0096$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.0096}{1.0 \times (0.155)^2} = 0.40Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{f_y}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.40}{410}}\right)$$

$$\circ = 0.001$$

$$A_s = \circ \times L \times d$$

$$A_s = 0.001 \times 1000 \times 155$$

$$A_s = 155mm^2$$

$$A_{s\min.} = 0.0018 \times L \times h$$

$$A_{s\min.} = 0.0018 \times 1000 \times 250$$

$$A_{s\min.} = 450mm^2 .....(control)$$

$$Use.\Phi 12@25cm.c/c$$

$$A_{s\min.} = 0.0018 \times 900 \times 250$$

$$A_{s\min.} = 405mm^2 .....(control)$$

$$Use.4\Phi 12$$

$$A_{s.available} = 452mm^2 > A_{s.req.} = 405mm^2$$

4.12.2.3 Design of Dowels Bars:

As $\min_{req} = 0.0012 \times 1000 \times 250 = 300\ mm^2/m$

Use ¤ 12@12.5 cm

$$Ld = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} \times db$$

$$Ld = \frac{410}{4\sqrt{24}} \times 12$$

$$Ld = 251mm$$

$$Ld \geq 0.4\, fy \times db$$

$$Ld \geq 0.4 \times 410 \times 12 = 197mm$$

$$Ld_{avilable} = 250 - 75 - 3 \times 12 = 139mm.....notO.K$$

4.12.3 Design of Mat Foundation:

4.12.3.1 Determination of Depth Of Footing:

Vu_{max}=30.9 kN.

Select h = 30 cm. d =30-7-1-1 = 21 cm.

$$¤.Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$¤.Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 210 = 128.6\ \ KN$$

$$¤.Vc \geq Vu$$

4.12.3.2 Design of positive moment:

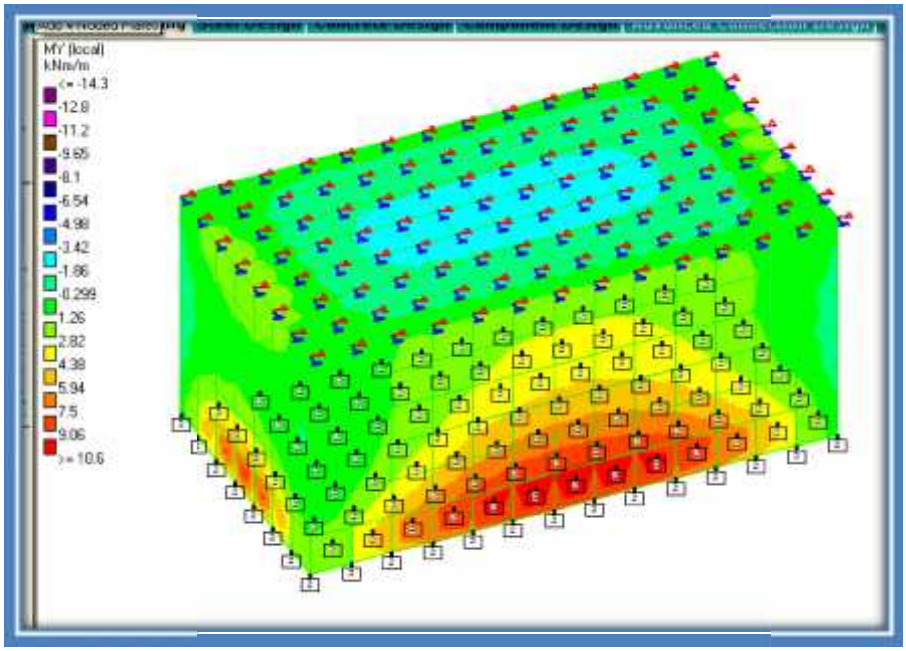


Fig. (4-19) moment diagram of Mat Foundation

$Mu = 10.6\,\text{kN.m}$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.0106/0.9)}{1 \times (0.21)^2} = 0.267MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.1 * 0.267}{410}}\right)$$

$$\circ = 0.00066$$

$$As = 0.00066 \times 1000 \times 210$$

$$As = 137.7\ \text{mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 210}{410} = 627\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4 * 1000 * 210}{410} = 717\ mm^2$$

$$\Rightarrow As = 717\ mm^2 \ldots\ldots Control$$

Use Φ14@20 cm c/c

4.12.3.3 Design of negative moment:

$$Mu = 14.3\,\text{kN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.0143/0.9)}{1 \times (0.21)^2} = 0.36MPa$$

- $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right)$
- $= \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.1 * 0.36}{410}}\right)$
- $= 0.000887$

$$As = 0.000887 \times 1000 \times 210$$

$$As = 186.2\ \text{mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 210}{410} = 627\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4 * 1000 * 210}{410} = 717\ mm^2$$

$$\Rightarrow As = 717\ mm^2 \ldots\ldots Control$$

Use Φ14@20 cm c/c

الفصل الخامس

0 النتائج والتوصيات

٥-١ النتائج .

٥-٢ التوصيات .

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

٥-١ النتائج

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

٣. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.

٤. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.

٥. تم استخدام نظام (One- Way Ribbed Slab) في جميع الطوابق نظرا لطبيعة وشكل المنشأ.
كما تم استخدام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد.

٦. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.

٧. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٢ التوصيات

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.

٥. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.

٦. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

الملاحق

المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-05)

3. Uniform Building Code (UBC-97) .

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (B)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

(MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^\ddagger$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^\S$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures aretaken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

(MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغل)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـلم	خـاص		KN/م٢	KN
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غـرف النـوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبة وما شابهها	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسـارح ودور السـينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة	4.000	-
		مقاعد غير ثابتة	5.000	3.600
	المكتبات	مستودعات الكتب	6.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب	2.500	4.500
		مع مستودع كتب	4.000	4.500