بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لعمارة العين

فريق العمل

علاء حروب

زيـن انعيم

إشراف :

م. سفيان الترك .

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 – ٢٠١٠

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لعمارة العين

فريق العمل

علاء يحيى حروب

زين انـور انعيـم

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 مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
م.سفيان الترك	م.خليل كرامة.
.....	.....

حزيران – ٢٠١٠

الإهـــــــــــــــــــــــــــداء

إلى....المعلم الأول سيد البشرية

إلى....رسولنا محمد بن عبدا لله[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

إلى......أمي العزيزة .

إلى....عنوان سعادتي

إلى......إخوتي الأعزاء .

إلى....هبة السماء

إلى......أصدقائي الأوفياء .

إلى....الشموع المحترقة لإنارة الدرب

إلى......أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في زمن قل فيه الأخيار

إلى....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 فلسط□ .
إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.
إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية
.... بطاقمها التدريسي و الاداري.
إلى المشرف على هذا البحث الأستاذ....سفيان الترك.
إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .
فريق العمل

التصميم الإنشائي لعمارة العين

إعداد

علاء يحيى حروب زين انـور انعيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

الملخص

يعتبر شارع وادي الهرية من احدى الشوارع الرئيسية في مدينة خليل الرحمن كما انه صاحب حركة نشطة وكثافة سكانية لا بأس بها ، الا انه ورغم كل هذه المواصفات ينقصة بعض المباني المميزة التي يجب ان تميزه عن غيره من الشوارع ، فكان لزاما بان تكون عمارة العين منشأة تزيل لتنير شارع وادي الهرية 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 2007, 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 AL-EIN Building

Prepared by

Ala' Yehya Hroub Zain Anwer Ineam

Palestine Polytechnic University

Abstract

Perhaps one of Wadi-AL hareyah Street in the main streets of Hebron City, and It'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, and it had to be a facility to remove this cloud was the eye building for its light illuminates Wadi-AL hareyah 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	٧
الفصل الثاني	الوصف المعماري	
٢-١	مقدمة	9
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	9
٢-٣	موقع المشروع	9
٢-٤	أهمية الموقع	10
٢-٥	حركة الشمس والرياح	10
٢-٦	وصف الحركة	١١
٢-٧	العناصر المعمارية	12
	٢-٧-١ وصف الواجهات	12
	٢.١.٧.١ الواجهة الشرقية	١2
	٢.١.٧.٢ الواجهة الجنوبية	١3
	٢.١.٧.٣ الواجهة الغربية	١4
	٢.١.٧.٤ الواجهة الشمالية	١5

	٢-٧-٢ وصف الطوابق	16
	٢ .١.٧.٢ طابق التسوية	16
	٢ .٢.٧.٢ الطابق الأرضي	١٧
	٢ .٣.٧.٢ الطابق الأول	١٨
	٤.٢.٧.٢ الطابق الثاني وحتى الرابع	19
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	
٣-١	مقدمة	٢1
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	٢١
٣-٣	اللأحمال المؤثرة على المبنى	٢٢
	١.٣.٣ الأحمال الميتة	٢٢
	٢.٣.٣ الأحمال الحية	٢٣
	٣.٣.٣ الأحمال البيئية	24
	٤.٣.٣ أحمال الرياح	24
	٥.٣.٣ أحمال الثلوج	٢٨
	٦.٣.٣ أحمال الزلازل	29
٣-٤	العناصر الإنشائية	29
	١.٤.٣ العقدات	29
	٢.٤.٣ الأدراج	31
	٣.٤.٣ الجسور	32
	٤.٤.٣ الأعمدة	3٣
	٥.٤.٣ جدران القص	٣4
	٦.٤.٣ الأساسات	35
	٧.٤.٣ الجدران الاستنادية	٣6
٣-٥	البرامج المستخدمة	37

Chapter Four	**"Structural Analysis and Design"**	
4-1	**Introduction**	**39**
4-2	**Determination of thickness of ribbed slabs (T section)**	**39**

4-3	**Load Calculations (T section)**	**40**
4-4	**Design of topping**	**40**
4-5	**Design of ribs(R01) at the Second floor**	**42**
4.5.1	**Design of negative moment for rib (R01)**	**45**
4.5.2	**Design of positive moment for rib (R01)**	**47**
4.5.3	**Design of shear for rib (R01)**	**51**
4-6	**Design of Beam (B02) at Second floor**	**53**
4.6.1	**Design of negative moment for beam(B02)**	**55**
4.6.2	**Design of positive moment for beam(B02)**	**56**
4.6.3	**Design of shear for beam (B02)**	**61**
4-7	**Design of one way solid slab**	**63**
4.7.1	**Check if its one way**	**63**
4.7.2	**Determination of Thickness**	**63**
4.7.3	**Load Calculation**	**63**
4.7.4	**Design of poisitive moment**	**64**
4.7.5	**Check for strain**	**64**
4.7.6	**Shrinkage & Temp. Reinforcement in top layer**	**65**
4.7.7	**Development length of the bars**	**65**
4-8	**Design of stair**	**66**
4.8.1	**Determination of slab Thickness**	**66**
4.8.2	**Load Calculation**	**67**
4.8.3	**Design Againt shear**	**67**
4.8.4	**Design Against Bending**	**68**
4.8.5	**Design of landing**	**69**
4.8.5.1	**Design against shear**	**70**
4.8.5.1	**Design of Bending**	**71**
4-9	**Design of column**	**72**
4.9.1	**Design of short column (col.08)**	**72**
4.9.1.1	**Load calculation**	**72**
4.9.1.2	**Design of main reinforcement**	**72**

4.9.1.3	Design of Tie reinforcement	73
4.9.2	Design of long column	73
4.9.2.1	Load calculation	73
4.9.2.2	Determination of Agreq	73
4.9.2.3	Check slenderness effect	74
4.9.2.4	Design of reinforcement	76
4-10	Design of shear wall	76
4.10.1	Load calculation	76
4.10.2	Calculation of shear force on shear wall	76
4.10.3	Shear wall design parameters	78
4.10.4	Design of horizontal reinforcement	79
4.10.5	Design of vertical reinforcement	80
4.10.6	Shear wall details	80
4-11	Design of basement wall	87
4.11.1	Load calculation	87
4.11.2	Thickness calculation	87
4.11.3	Wall Design	88
4.11.4	Design of secondary reinforcement	89
4.11.5	Check for shear	89
4-12	Design of footing	90
4.12.1	Design of Isolated footing	90
4.12.1.1	Load calculation	90
4.12.1.2	Design of footing area	90
4.12.1.3	Determine the depth of footing	91
4.12.1.4	Check transfer of load at base of col.	93
4.12.1.5	Design of bending moment	93
4.12.1.6	Check for strain	95
4.12.2	Design of wall footing	96
4.12.2.1	Determination of footing depth	96
4.12.2.2	Check shear action	96

4.12.2.3 Design of bending 97

الفصل الخامس النتائج والتوصيات

١.٥ النتائج ١٠٠

٢.٥ التوصيات ١٠١

A الملاحق

B المصادر والمراجع

C Appendix (A)

D Appendix (B)

E Appendix (B)

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني للمشروع	٦
١-٣	الكثافات النوعية للمواد المستخدمة	22
٣-٢	جدول الأحمال الحية للمنشأ	٢٣
3-٣	جدول أحمال الرياح	٢٤
٣-٤	جدول أحمال الثلوج	٢٨

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-١	حركة الرياح	10
٢-٢	حركة الشمس	10
٢-٣	قطاع (A-A)	11
٢-٤	الواجهة الشرقية	١٢
٢-٥	الواجهة الجنوبية	١٣
٢-٦	الواجهة الغربية	١٤
٢-٧	الواجهة الشمالية	١٥
٢-٨	مسقط أفقي للتسوية	16
٢-٩	مسقط أفقي للطابق الأرضي	17
٢-١٠	مسقط أفقي لطابق الأول	18
٢-١١	مسقط أفقي للطابق الثاني	19
٣-١	عقدة عصب باتجاه واحد	٣٠
٣-٢	عقدة مصمتة باتجاه واحد	٣٠
3-3	مقطع توضيحي في الدرج	٣١
3-4	أشكال الجسور	٣٢
3-5	شكل العمود	٣٣
3-6	جدار قص	٣٤
3-7	أنواع مختلفة من الأساسات	٣٥
3-8	الجدران الاستنادية	٣٦

4-1	Structural position plane	٤٢
4-2	Section of rib	٤٣
4-3	Spans length of rib (R01)	٤4
4-4	Moment diagram of rib. (R01)	٤٥
4-4	Shear diagram of rib. (R01)	٤٥
4-5	Spans length of beam (B02)	٥٣
4-6	Moment diagram of Beam (B02)	٥٤
4-6	Shear diagram of Beam (B02)	٥٤
4-7	One way solid slab plan	63
4-8	Details of one way solid slab	66
4-9	Cross section for the stair	66
4-10	Moment diagram of stair	68
4-11	Section in stair landing	70
4-12	Geometry of basement wall	87
4-13	Geometry of footing F08	90

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $\mathbf{A_s^{\sim}}$ **=** 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.
- $\mathbf{f_c^{\sim}}$ = 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. فقد أعلنها حرباً على الجهل وبلا هوادة 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 اشكال 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 العين الذي يعتبر محور الدراسة في هذا المشروع؛ فمبنى عمارة العين تعتبر جوهرة في وسط بلدية حلحول من عناوين التقدم الاقتصادي والعمراني في هذه المدينة.

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

المشروع عبارة عن عمارة العين متعددة الأغراض ومتطور يواكب التقدم العلمي والتجاري في فلسطين ، وقد تم الحصول على التصميم المعماري للمشروع من الطالب اديب شاهين بالاشراف الدكتورغسان دويك في جامعة بوليتكنك فلسطين في مدينة الخليل .

ومبنى المشروع مكون من ستة مستويات بمساحة إجمالية تفوق ثلاثة ألاف وتسعمائة متر مربع وتحتوي على فعاليات متنوعة وحديثة.

١-٣ مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي لعمارة العين 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 سكني وتجاري ، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي:

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع:

١. ان الواقع التجاري والعمراني السائدين في بلدية حلحول وما تشهده منطقة شارع وادي الهارية من ندرة في مثل هذه المباني السكنية التجارية ليدفعنا الى العمل على تكريس وتعزيز علاقة المبنى مع السكان المحليين ولو كان ذلك بالتصميم الإنشائي لعمارة العين 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 لإطلاله على شارع رئيسي هو شارع وادي الهاية 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 العين المقترح** انشائها في شارع وادي الهارية لتصميمه انشائيا و إعداد كافة المخططات التفصيلية في نهاية المشروع.

١-٦ خلق المشروع:

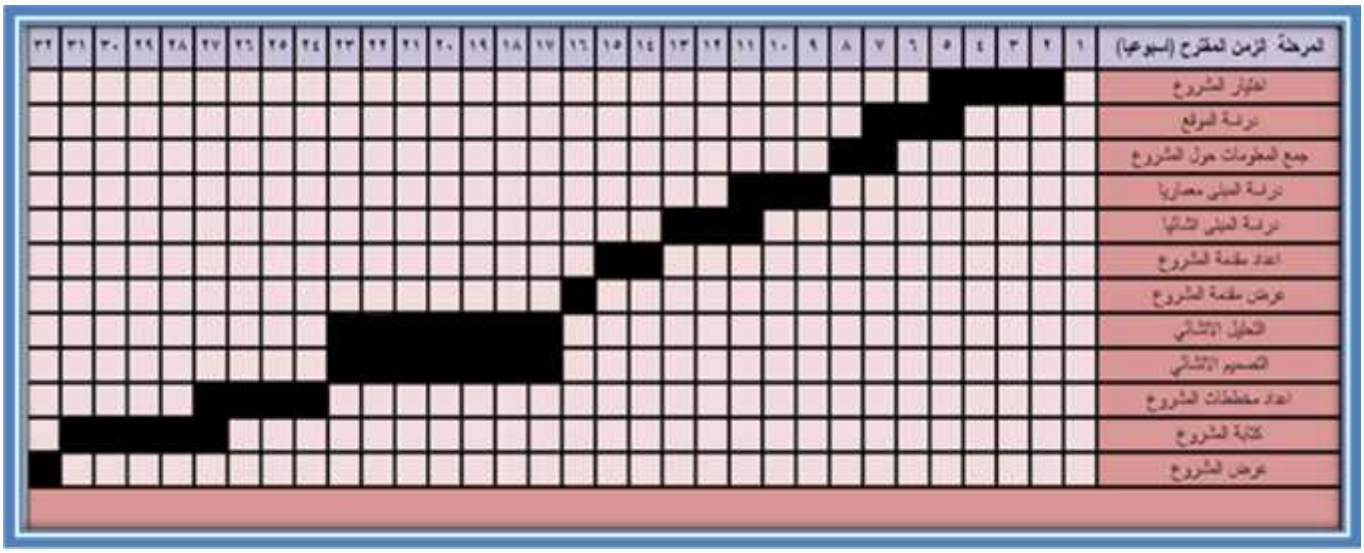
تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث سيتم عمل تصميم متكامل لهذه **العناصر من جسور، أعمدة ، أسلسات، جدران القص**، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.

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 يصطدم 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 المخططات المعمارية و المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها.

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 .

٢-٧-٢-١طابق التسوية .

٢-٧-٢-٢ الطابق الأرضي .

٢-٧-٢-٣طابق الاول .

٢-٧-٢-٤ الطابق الثاني حتى الرابع .

الفصل الثاني

الوصف المعماري

٢-١ مقدمة:

في أي عمل معماري ناجح يجب أن تتوفر فيه أمور عدة حتى تلبي 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 وادي الهارية في مدينة الخليل يفتقد الى الكثير من الخدمات مقارنة بشوارع المدينة الاخرى مثل(شارع عين سارة وشارع وادي التفاح الجديد وشارع ... الخ) وخصوصا من النواحي المكتبية والتجارية والمباني العمرانية المرتفعة لذلك كانت عمارة العين لتحطم ذلك الفرق ولتفوق الشوارع الاخرى لتكون جوهرة حقيقية في قلب شارع وادي الهارية .

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 تنسق 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.

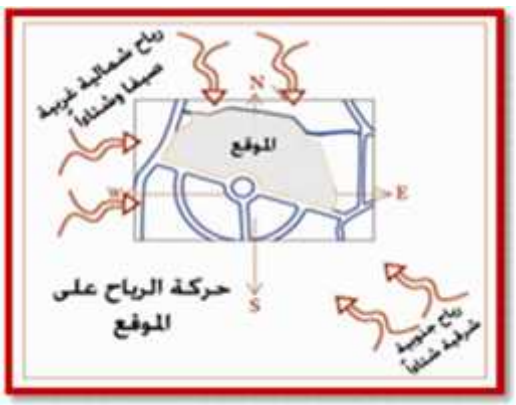
وقع الأرض المقترحة لإقامة المشروع في جنوب مدينة خليل الرحمن، وتطل جنوبي غربي على مدخل المدينة من جهة دورا والمتجه بالجنوب الشرقي نحو منطقة وادي الهارية وصولا الى مفرق العجوري.

٢-٤ أهمية الموقع:

إن موقع الارض يتمتع باهمية وجوده في شارع وادي الهارية حيث ان شارع وادي الهارية يقع في قلب مدينة الخليل ، كما ان وجود المبنى بالقرب من مصنع ليزر كاسيت ادعيس اخوان يضفي اهمية للموقع كما ان شارع وادي الهارية يصل بين دورا و وادي الهارية و منطقة الحاووز الثاني و الاول والمنطقة الجنوبية 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. والشكل (٢-١)، (٢-٢) يوضح تأثير هذه العوامل.



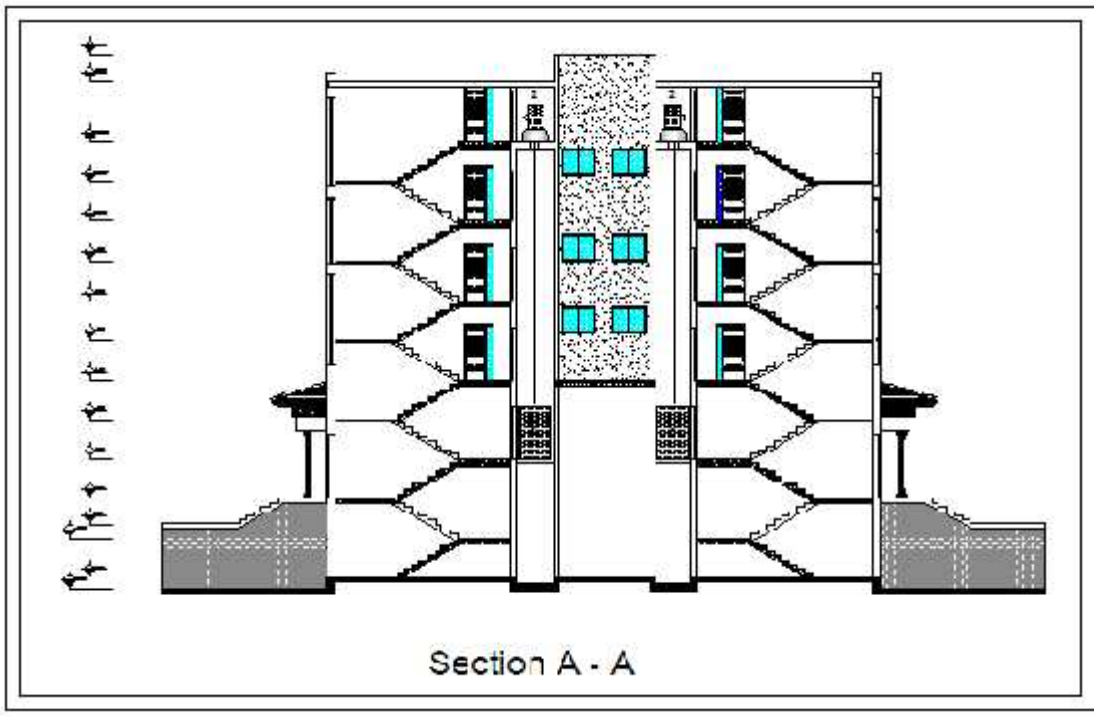
الشكل (٢-١) حركة الرياح

الشكل (٢-٢) حركة الشمس

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 الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تتوسط المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها .

ويظهر من خلال التصميم المعماري وجود نوع واحد من الأدراج على جانبي المبنى يصل الطوابق العلوية والى صالة العرض و صالة الطعام وهذا يخفف من الضغط عن المدخل الرئيسي كما ويساعد في تخفيف الحركة بين الطوابق. وهذا ما يوضحه الشكل(٢-3)



الشكل (٢-٣)قطاع (A-A)

٢-٧ العناصر المعمارية:

١.٧.٢ 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 المكونة من الألمنيوم والزجاج.

١.١.٧.٢ الواجهة الشرقية:

الشكل (٢-4) 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 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 الجنوبية :

الشكل (٢-5) الواجهة الجنوبية.

يظهر في هذه الواجهة **مداخل لصالة الطعام** ، كما يظهر في الواجهة بروزات معمارية ، **و لستخدم** أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة **بكثرة لستخدام الفتحات** .

٣.١.٧.٢ الواجهة الغربية :

الشكل (٢-٦) الواجهة الغربية

تعتبر هذه هي الواجهة الخلفية للمبنى يظهر في هذه الواجهة المدخل الثاني للبناية والذي يوصل بدوره الى الحركة الافقية مباشرة عبر الطابق الارضي، كما ان التداخل في الكتل الافقية وخصوصا في طرفي الواجهة يعطي المبنى المنظر الجمالي فضلاً عن استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي 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 الشمالية:

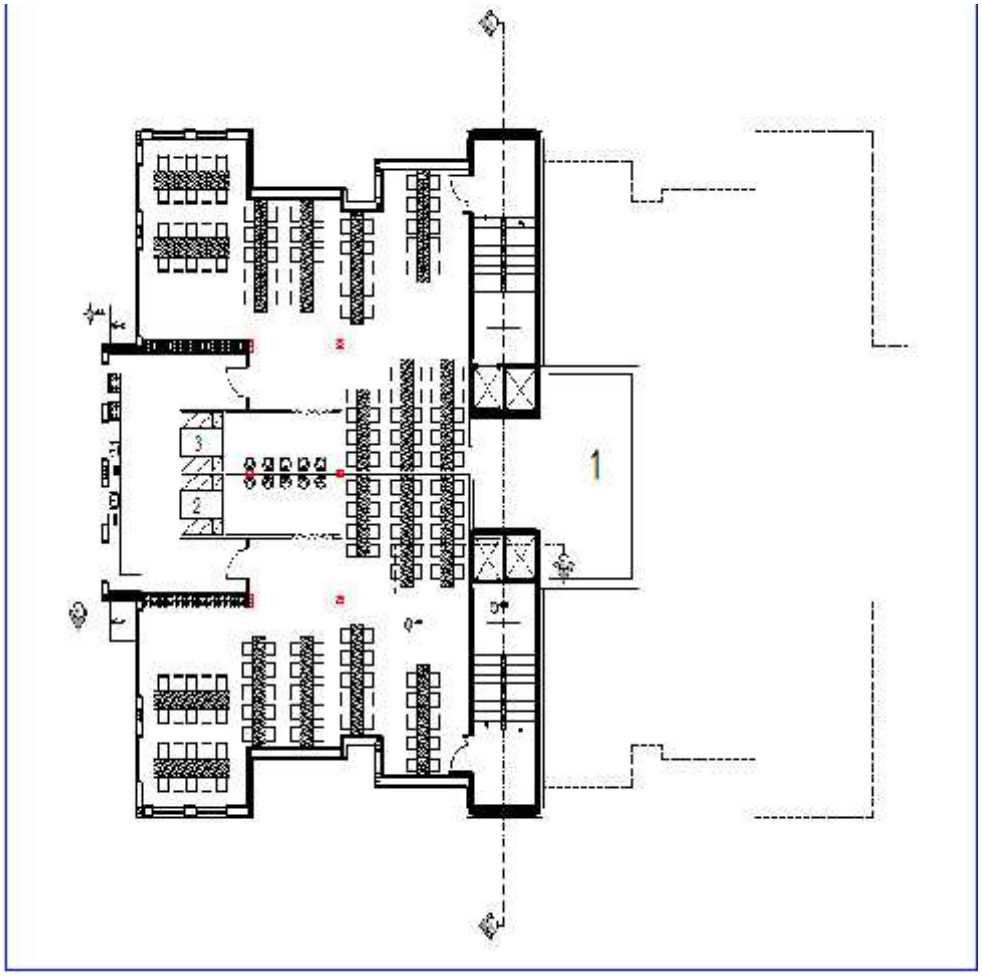
الشكل (٢-٧) الواجهة الشمالية

تظهر في الواجهة مدخل المخازن ، كما تم استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة ومحاولة لإعطاء منظر جمالي من جهة أخرى كما تحتوي هذه الواجهة على بروزات معمارية و تماثل في كل من الفتحات و البروزات يعطي منظر جمالي مميز للواجهة.

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 ٧٨٩م^2 موزعة على ستة مستويات.وفيما يلي وصف لهذه الطوابق.

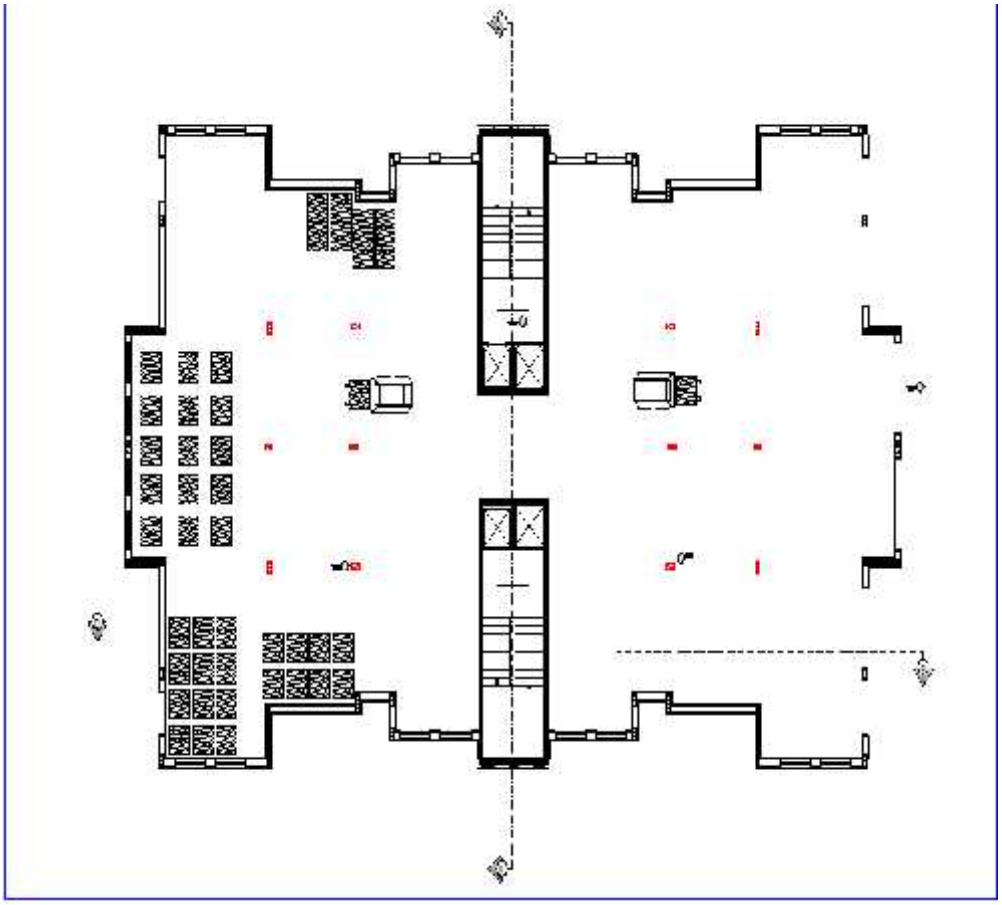
١.٢.٧.٢ طابق التسوية (صالة الطعام) :



الشكل (٢-٨) مسقط أفقي لصالة الطعام

يقع هذا الطابق تحت منسوب الشارع بمقدار 3.07م من جهة مدخل صالة الطعام، وتبلغ مساحة هذا الطابق ٣٤٥.٨م^2 ويحتوي على فعاليات خدماتية للمبنى، ويتصل مع المبنى من خلال حركة المصاعد الافقية.

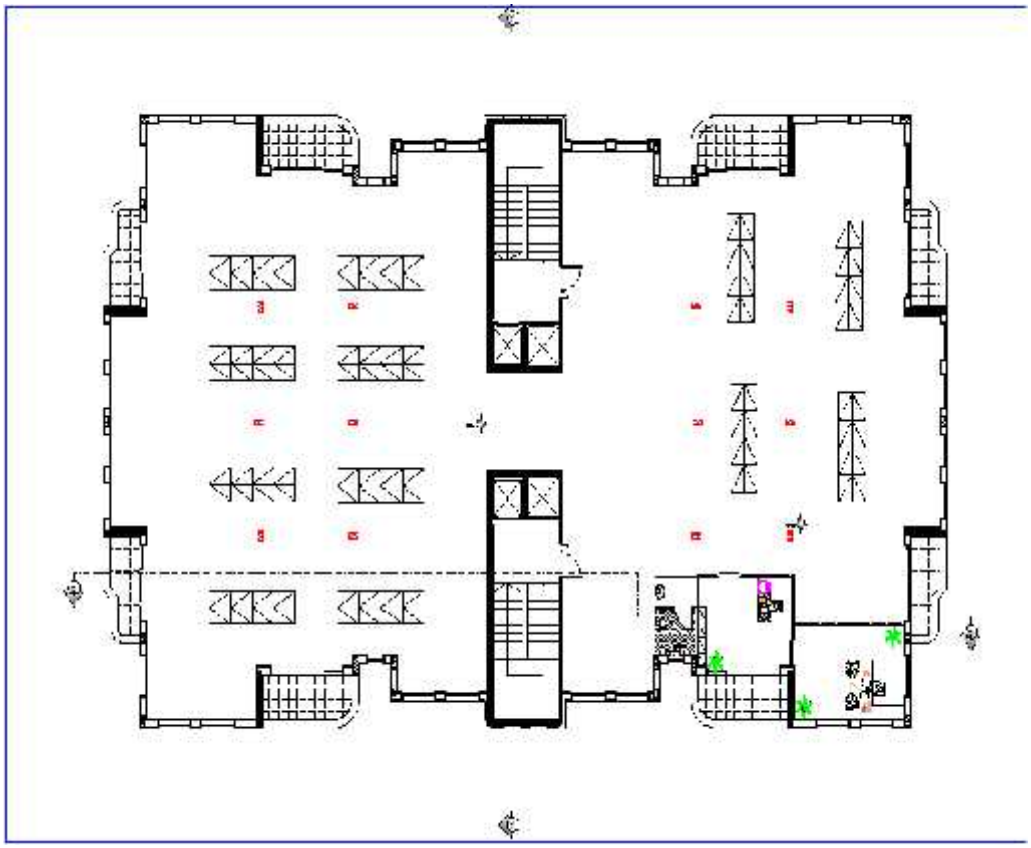
٢.٢.٧.٢ الطابق الأرضي (المخازن) :



الشكل (٢-٩) مسقط أفقي للطابق الأرضي

يحتوي هذا الطابق على مخازن تجارية ،و إمكانية الدخول لهذا الطابق متوفرة من الجهة الغربية دون وجود فرق في منسوب هذا الطابق ومنسوب ما حوله، وتبلغ مساحة هذا الطابق ٧٨٩م^{٢} وبارتفاع 4.35م .

٣.٢.٧.٢ الطابق الأول:



الشكل (٢-١٠) مسقط أفقي للطابق الأول

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق الدرج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي. تبلغ مساحة هذا الطابق ٧٨٩م٢ 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:

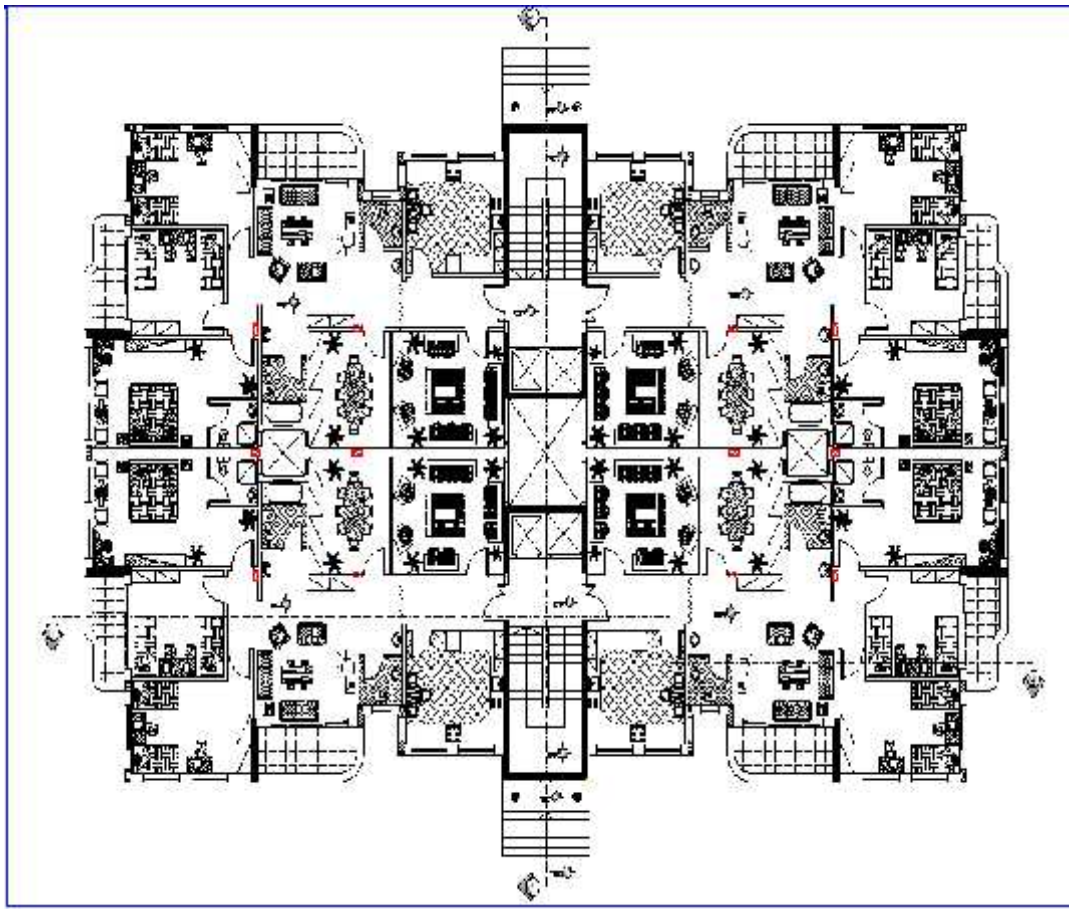
- صالة العرض:

هذا وتبلغ المساحة الإجمالية للصالة ٥٩١م^2 حيث تحتل معظم مساحة الطابق.

- المكاتب:

يحتوي هذا الطابق على مكتبين للإيجار مساحة كل مكتب منهما حوالي ٣٧.٧٣م^2 بخدماته الكاملة.

٤.٢.٧.٢ الطابق الثاني وحتى الرابع:



الشكل (٢-١١) 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 ٧٨٩م٢ وهو بنفس ارتفاع الطوابق السابقة ٢.٨١م وهو عبارة عن طابق سكني مكون من اربع شقق سكنية .

الفصل الثالث

٣ الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة .

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الأحمال .

٣-٤ العناصر الإنشائية .

٣-٥ البرامج المحوسبة المستخدمة .

الفصل الثالث
الوصف الإنشائي

(1-3)المقدمة:

إن الغرض من عملية تصميم المنشات، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية.

وتعتبر معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مشروع من الأمور الأساسية في تصميم المنشات الخرسانية المسلحة، وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا.

لذلك فان ذلك يتطلب وصفا شاملا للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في هذا المشروع من اجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل.

(2-3) هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من التصميم الإنشائي، تحليل وتصميم العناصر الإنشائية وتحديد قطاعاتها بحيث تكون هذه القطاعات آمنة واقتصادية ، وسيتم استخدام مجموعة من البرامج المحوسبة لإتمام المشروع ، والحصول على مبنى مقاوم لمختلف القوى المؤثرة عليه ، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :

- الأمان (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

(3-3) الأحمال المؤثرة على المبنى:

وهي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها، وان أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها وتحديدها بدقة عالية لان أي خطا في تحديد وحساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة.

(1-3-3) الأحمال الميتة:

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

والجدول رقم (٣-١) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة:

NO.	Material	Quality Density
1	Tiles	24 KN/m³
2	Sand	18 KN/m³
3	Reinforced concrete	25 KN/m³
4	Plaster	22 KN/m³
5	Mortar	22 KN/m³
٦	Backfill	20 KN/m³
7	Wall Partition	1.5 KN/m^2

(2-3-3) الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، او استعمالات جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وأحمال القصور الذاتي وهي تشمل :

أثقال الأشخاص مستعملي المنشأ، شرط أن يؤخذ بعين الاعتبار في تقدير هذه الأحمال العامل الديناميكي في حال وجوده.

الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشا عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .

الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة الأثاث والأجهزة والمعدات، وتبلغ قيمة هذه الأحمال اعتماداً على نوعية الاستخدام وطبيعة المبنى، و قد تم اخذ الاحمال الحية من الكود الأردني .

جدول(2-3) يوضح الأحمال الحية للمنشأ

NO.	Occupancy	Uniform load
1	Apartment	2.5 **kN/m^2**
2	Exhibition	4 kN/m^2
3	Stair	4 **kN/m^2**

We take the uniform loads of the balcony from the German code because the ACI doesn't share to the balcony live load and we get:

* Balcony with area >= 10 m^2 ⟶ 3.5kN/m^2

* Balcony with area < 10 m^2 ⟶ 5.0kN/m^2

بناءا على المعلومات عن طبيعة استخدام المخزن و مراجعة المهندس المعماري تم اختيار "مزليق" "lifter " يستطيع حمل وزن اقصى حمولة له ٢.٥ طن وهذا يعادل $10kN/m^2$.

(3-3-3) الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية ، وهذه الأحمال تعتبر جزء من الأحمال الحية.

(4-3-3) أحمال الرياح:

هي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط ، وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. وقد تم اعتماد الكود الألماني (DIN1055-5) للحصول على قيمة قوة الرياح الافقية و هذا يظهر جليا في المعادلة التالية :

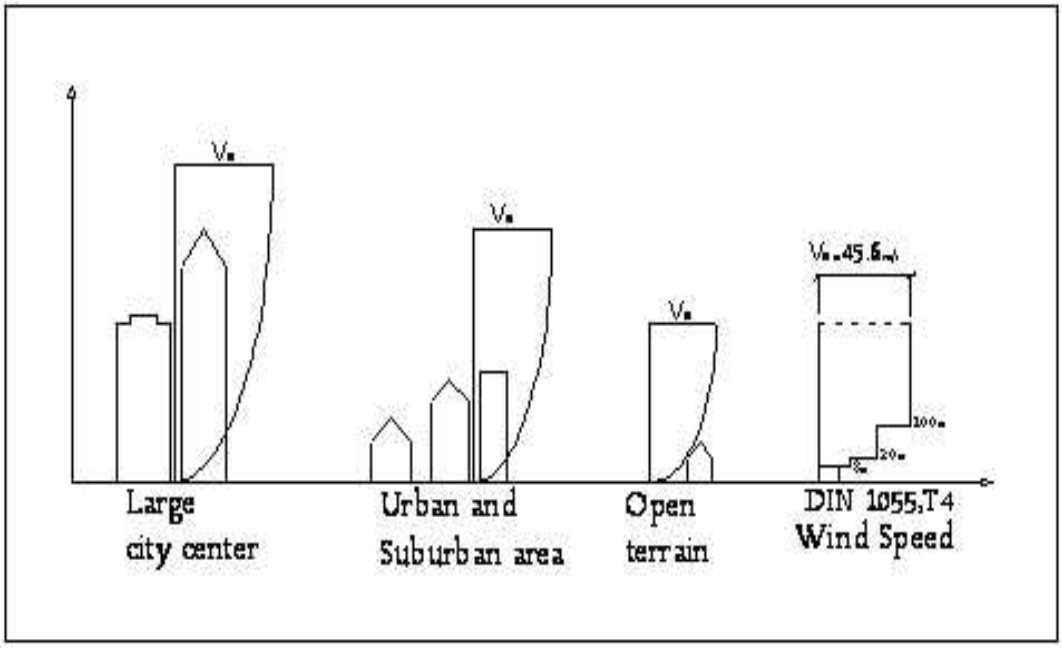
(3-3) Wind velocity pressure (q) according to the German code

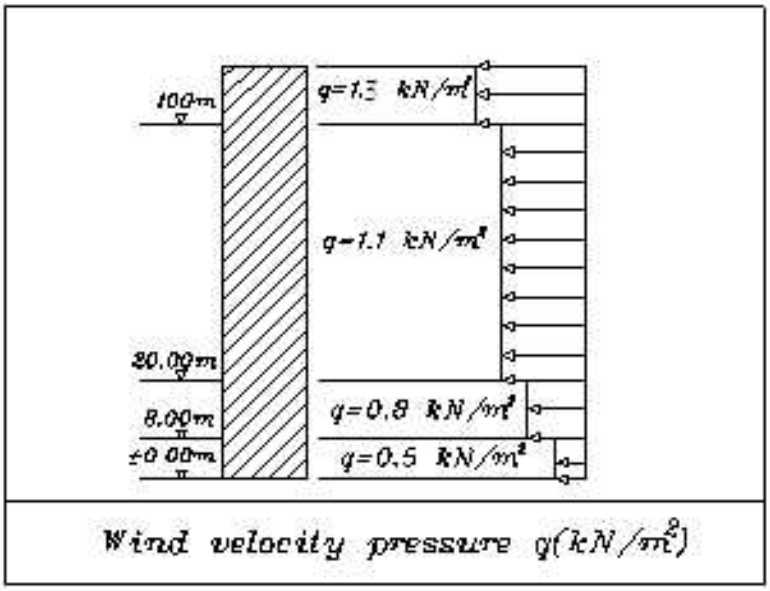
Height above the surface (m)	0 - 8	>8 – 20	>20 – 100	>100
Wind speed (m/s) (v)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity pressure{q} (KN/m^2)	0.50	0.80	1.1	1.30

$$q = \frac{v^2}{1600}$$

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الارض المحيطة و الوحدة (kN/m^2) .

v : السرعة التصميمية للرياح (m/s).





Wind Resultant:

$$W = C_P * q \qquad (kN/m^2)$$

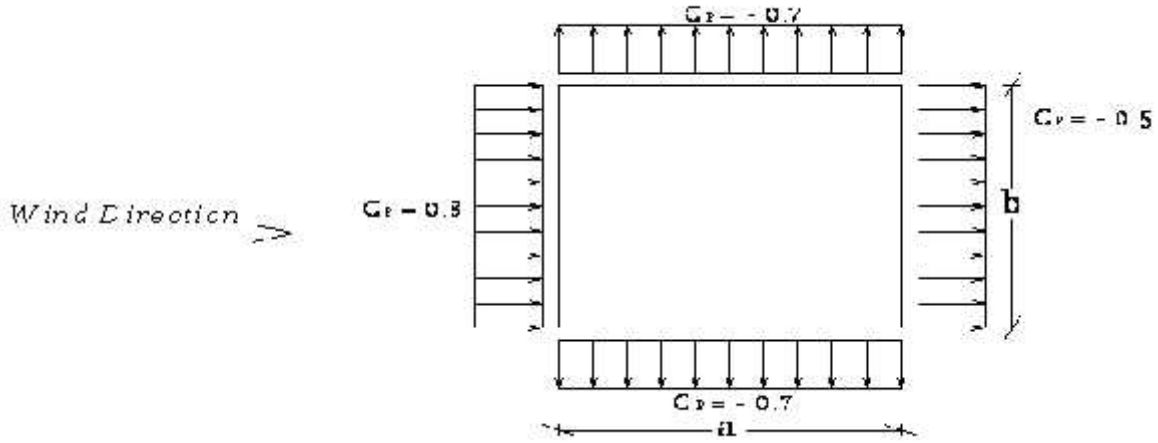
$$W = C_P * q * A \qquad (kN)$$

W: Wind load .

C_P : External pressure coefficient.

A: External area .

CP : External pressure coefficient.



C_P = **+ 0.8 (** pressure, wind ward**)**

C_P = **- 0.5 (** pressure, lee ward**)**

C_P = **- 0.7 (** suction , side walls**)** , for h/a>0.5

C_P = **- 0.5 (** suction , side walls**)** , for h/a<0.5

(5-3-3) أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر ، و موقع البناية ، و زاوية ميلان السطح (سطح المبنى) . الجدول رقم (٣-٤) التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني .

جدول(٣-٤)يوضح أحمال الثلوج

علو المنشأ عن سطح البحر (h) (m)	أحمال الثلوج (KN /m²)
250>h	0
500>h>250	(h-250)/1000
1500>h>500	(h-400)/400
2500>h>1500	(h-812.5)/250

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق و بعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر الذي يساوي **(905 m)** تم حساب أحمال الثلوج كالأتي :

$$SL = (h - 400) / 400$$

$$= (905 - 400) / 400$$

$$= 1.26 \ kN/m^2$$

(6-3-3) أحمال الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال أفقية وعمودية (ديناميكية) تؤثر على المنشأ،بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة فلسطين وذلك لان هذه المنطقة تصنف على أنها نشطة زلزالياً حيث تم تصنيفها الى "**Zone 3** " حسب :
Uniform Building Code (U.B.C)

(4-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

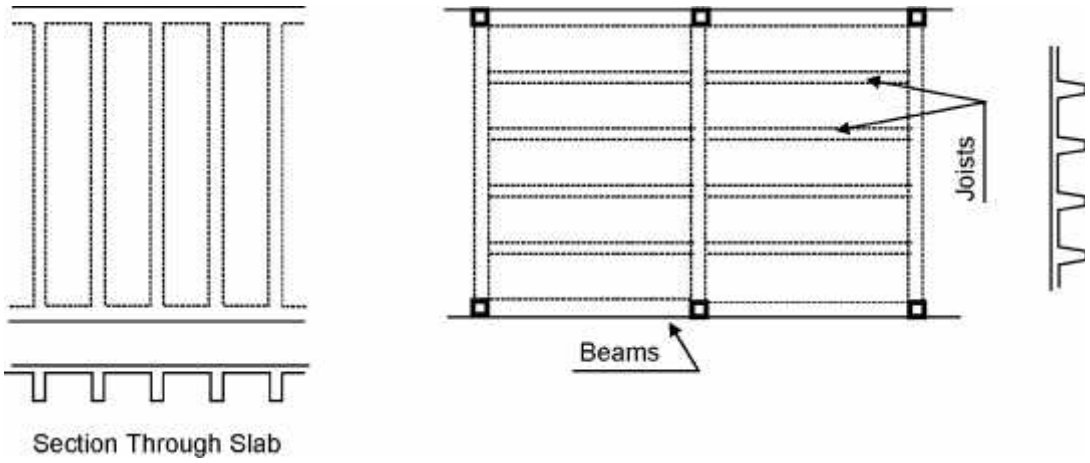
تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة وغير ذلك.

(1-4-3) العقدات:

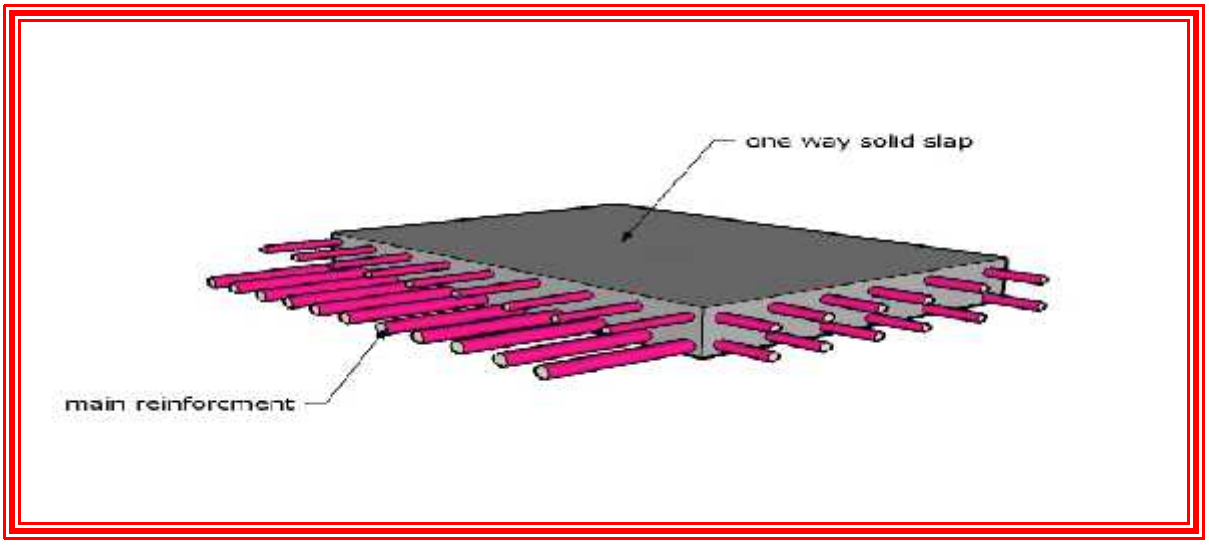
هي العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الراسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى(الجسور والجدران والأعمدة) دون تعرضها إلى تشوهات. و في هذا المشروع سوف يتم استخدام نوعين من العقدات كلاً في المكان الملائم له، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصل اللاحق، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

١) بلاطة مفرغة باتجاه واحد (One way ribbed slab).
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة من ٥ م إلى ٧ م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما طابق المخزن لخفة وزنها و فعاليتها.

٢) عقدات مصمتة بالاتجاه واحد (One way solid slab)**.**
تستخدم هذه العقدات في الاماكن ذات المساحات القليلة (بيت الدرج) او في الاسقف التي تتعرض الى احمال حية كبيرة (الكراجات ، المخازن) .



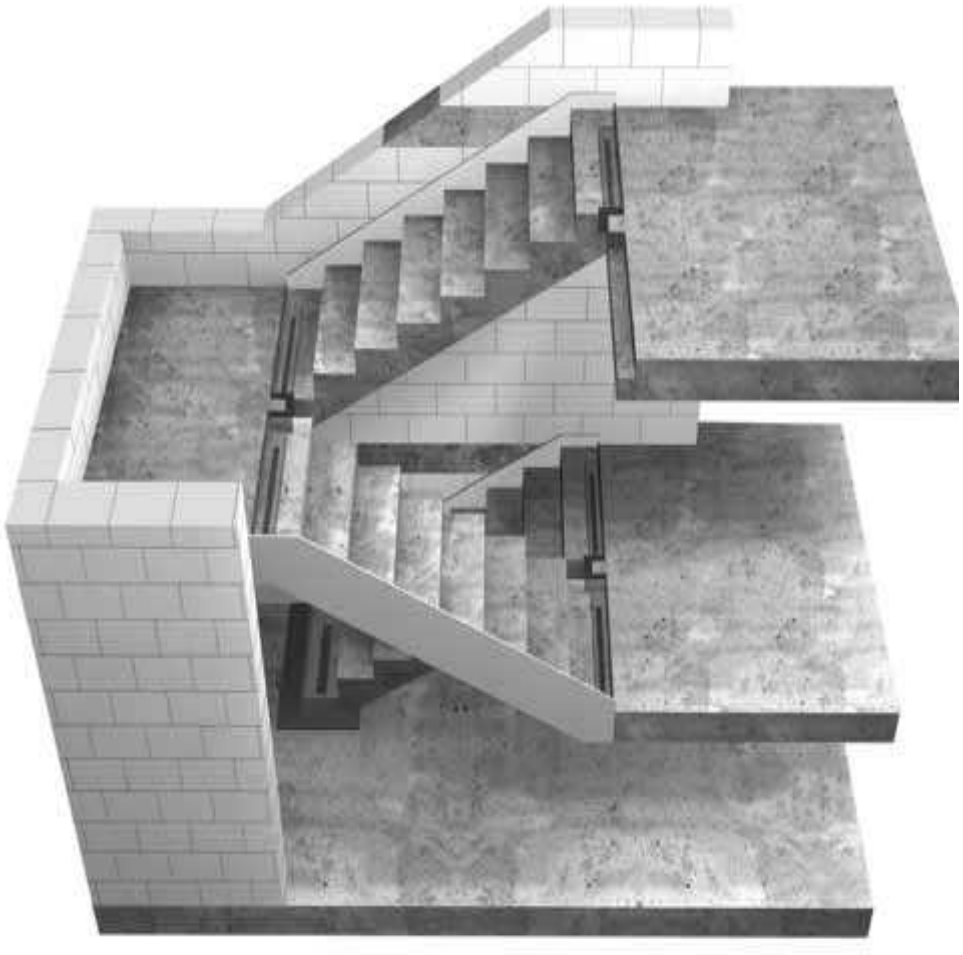
الشكل (٣-١) يبين عقدات (One-way rib system)



شكل (٣-٢) يبين شكل عقدة مصمتة باتجاه واحد

(2-4-3) الأدراج:

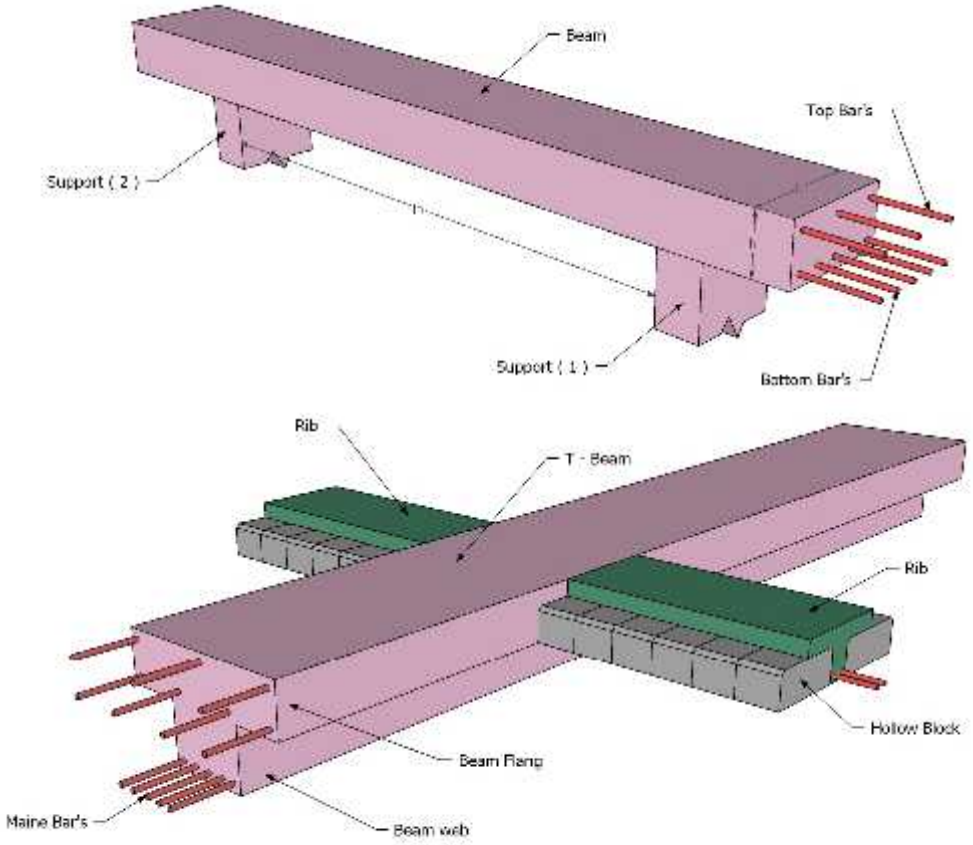
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الراسي بين المستويات المختلفة للمناسيب عبر المبنى، وسوف يتم في هذا المشروع تصميم درج خراساني.



شكل رقم(٣-٣) يبين شكل الدرج

(3-4-3) الجسور:

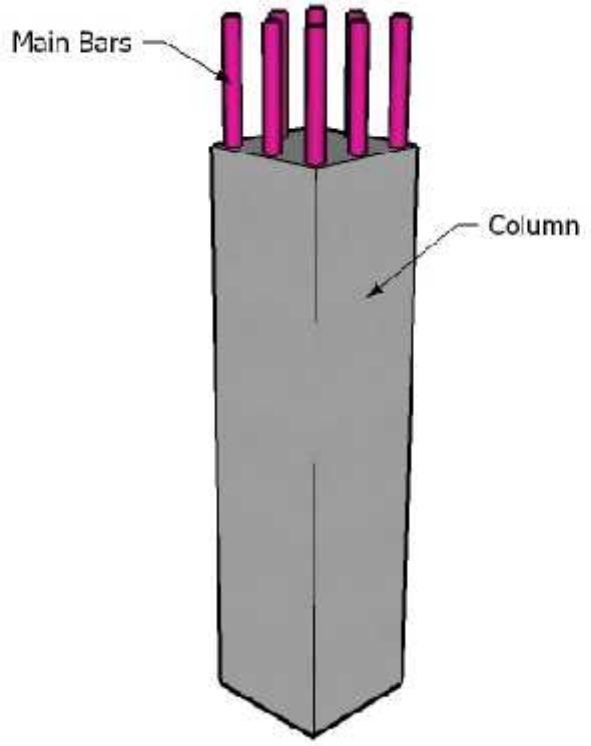
وهي عناصر إنشائية أساسية تقوم بمهمة نقل الأحمال من الأعصاب إلى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مسحورة والجسور المدلاة "Dropped Beams" ،و سوف نستخدم في هذا المشروع النوعان حيث سوف نستخدم الجسور المسحورة في الطوابق السكنية والجسور المدلاة "Dropped Beams" في عقدة المخزن (العقدة المصمتة) وذلك نظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الكبيرة .



الشكل (٣-٤) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة

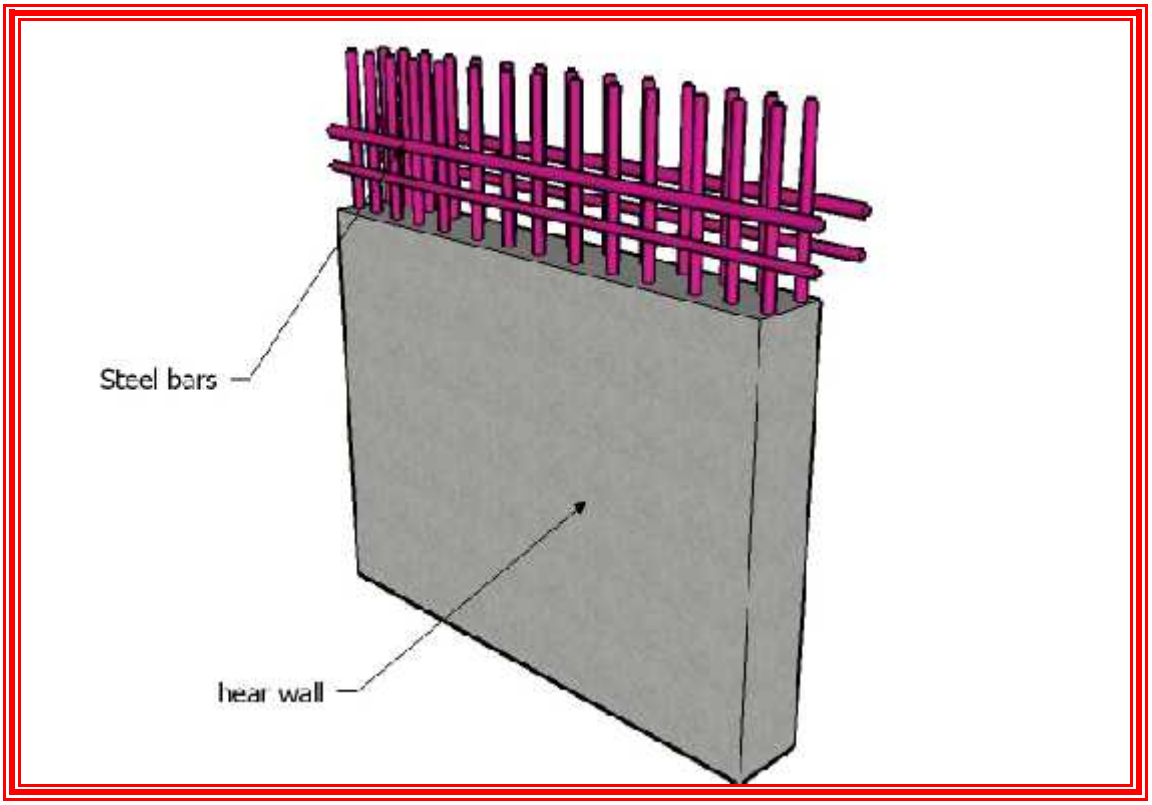
(4-4-3) الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ومن ثم إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها . و تم اختيار مقطع مستطيل و الشكل (٣-٥) يبين شكل العمود .



(5-4-3) جدران القص:

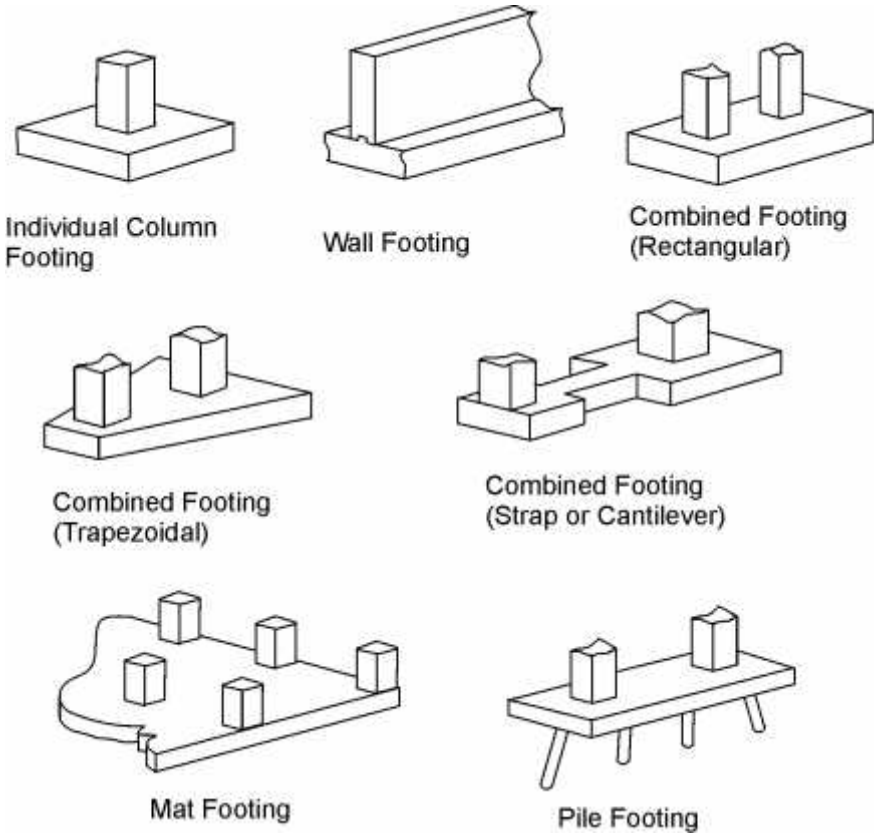
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear Wall) ، وتتمثل الجدران الحاملة في المبنى بجدران المصعد ، وبعض جدران بيت الدرج .



شكل رقم(٣-٦) يبين مقطع جدار المقاومة لقوى القص

(6-4-3) الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ تنفيذها عند بناء المنشأ، إلا إن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.و هي العناصر الإنشائية التي يتم من خلالها توزيع جميع الأحمال والقوى من الجدران والأعمدة إلى التربة والأساسات عدة أنواع مختلفة. وسنستخدم mate footing , Strip footing, combined footing, Isolated footing .

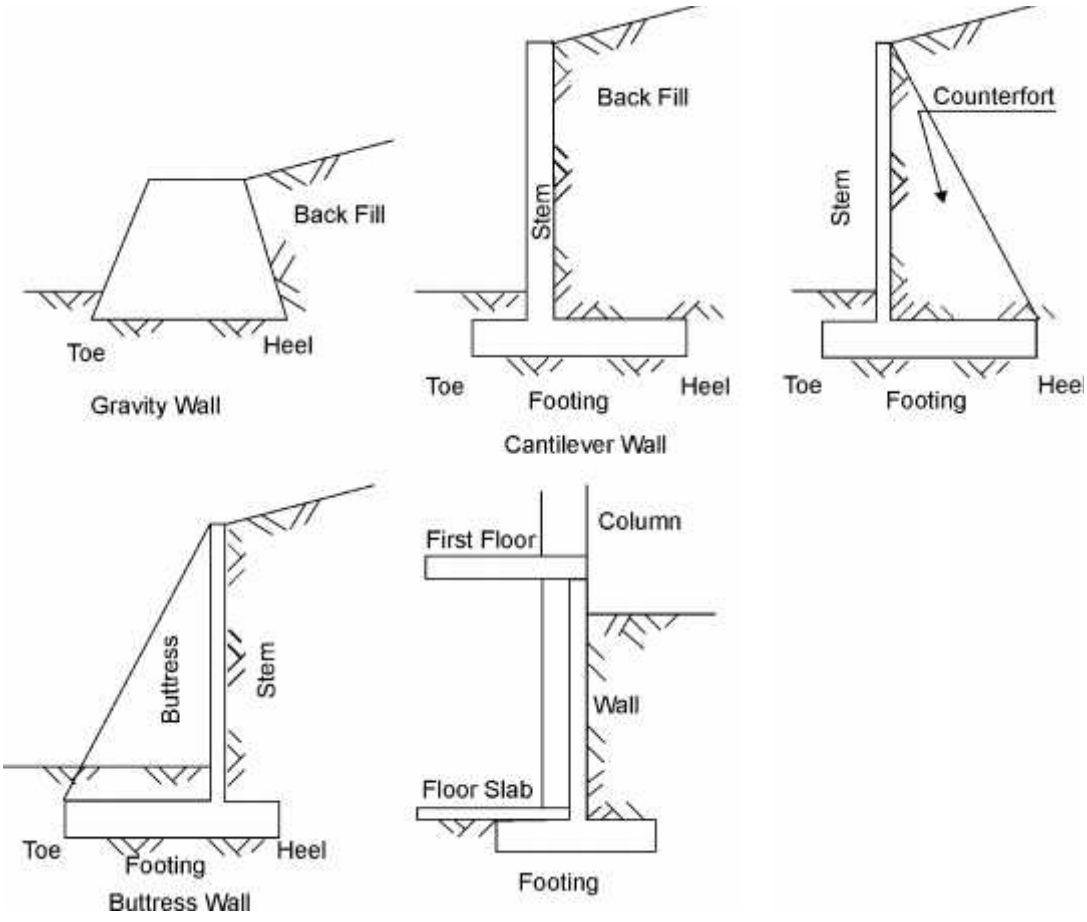


footing

شكل رقم(٣-٧) شكل يبين **أنواع مختلفة من الأساسات**.

(7-4-3) الجدران الاستنادية:

بسبب احاطة الطابق الارضي بالتراب من ثلاث اتجاهات كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانزلاق أو الانهيار. ويمكن أن تنفذ الجدران الاستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.



شكل رقم(٣-٨) شكل يبين الجدران الاستنادية.

(5-3) برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها:

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في المشروع وهي :

١. AUTOCAD (2007).
٢. STAADPRO : وذلك لإجراء التحليل الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
٣. ATIR : للتصميم والتحليل الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
٤. Prokon : لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
٥. (Office2007) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة والتنسيق وإخراج المشروع.
٦. ETABS
٧. SAFE

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 (R01) at 2nd floor.

4-6 Design of Beam (B02) at 2nd 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

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 using many computer software such as "ATIR" and to find the internal forces, deflections and moments for all the structural element in order to design the elements.

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

Determine The Required Depth Of The Joist (Rib) Based On The Deflection Criteria From Table 9.5(A) ,The Minimum Required Thickness Of Joist Is , For Fy =420 N/Mm2 Grad 60.

L/18.5 = 6.25/18.5 = 0.337 m , for one end continues.
L/21 = 3.6/21 = 0.171 m , for two end continues.
L/18.5 = 6.25/18.5 = 0.337 m , for one end continues.
(Control)…….. ACI-318-02 (9.5.a).

Select h = 35 cm

4-3 Load Calculations (T section):

Dead load:

Weight Of Tile = 0.03*0.52*24 = 0.3744 KN /M

Weight Of Mortar = 0.02*0.52*22 = 0.2288 KN /M

Weight Of Sand =0.07*0.52*18= 0.6552 KN /M

Weight Of Topping = 0.08*0.52*25 = 1.04 KN /M

Weight Of Rib =0.27*0.12*25 = 0.81 KN /M

Weight Of Block =0.27*0.5*10 = 1.35 KN /M

Weight Of Plastering =0.02*0.52*22 = 0.2288 KN /M

Weight Of partitions =1.5*0.52 = 0.78 KN /M

$D.L_{Total}$ = 0.3744+0.2288+0.655+1.04+0.81+1.35+0.2288+0.78

= 5.466 = **5.47 KN/m of rib**.

Live load:-

L.L =2.5KN/m^2 .

L.L = 2.5*0.52 = **1.3 KN/m of rib.**

4-4 Design of topping:

Calculation of Dead load:-

Weight of Tile = 0.03*24*1 =0.72 KN /m^2

Weight of mortar = 0.02*22 *1= 0.44 KN /m^2

Weight of sand =0.07*18*1= 1.26 KN /m^2

Weight of topping = 0.08*25*1 = 2 KN /m^2

$D.L_{total}$ = 0.72+0.44+1.26+2 = 4.42 KN/m^2.

Live load:-

L.L = 2.5KN/m^2.

Wu = (1.2*4.42+1.6*2.5) = 9.3 KN/m.

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{9.3 * 0.4^2}{12}$$
$$= 0.124 KN.m.$$

$$fc' = 24 Mpa$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24} * \frac{1 * 0.08^2}{6} * 10^3 = 2.19 KN.m.$$

$$¤ * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2045 KN.m.$$
$$¤ * Mn = 1.204 > Mu = 0.124 KN.m.$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$° = 0.0018$$

$$As = ° * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m.$$

Then use Φ 8 @ 25 cm. in both directions

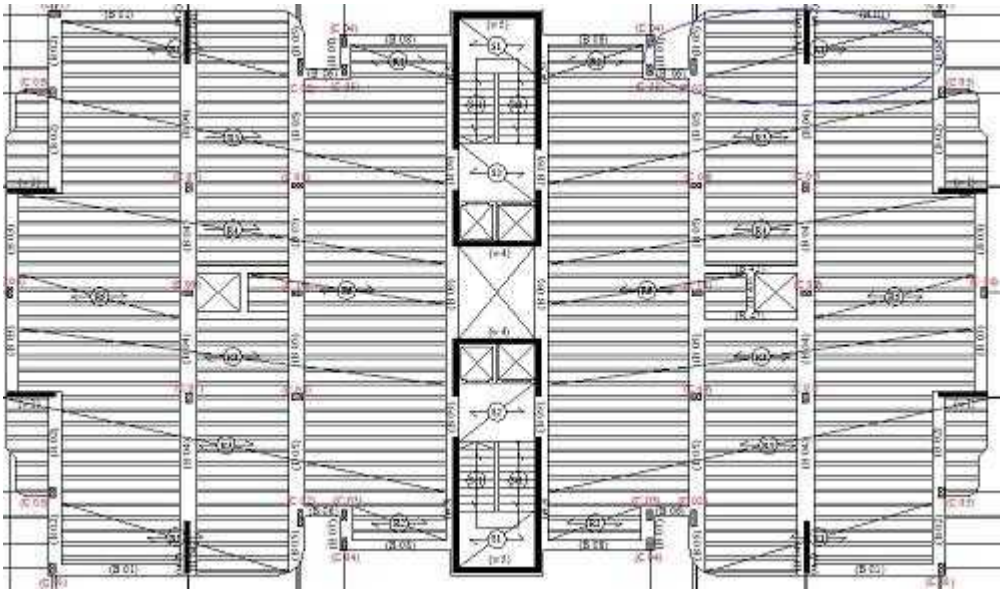
4-5 Design of ribs (R01) at 2nd floor

Position of Rib (01): Ribbed slab in second floor.

Material:-

Concrete B300, Fc' = 24 N/mm^2 =24Mpa

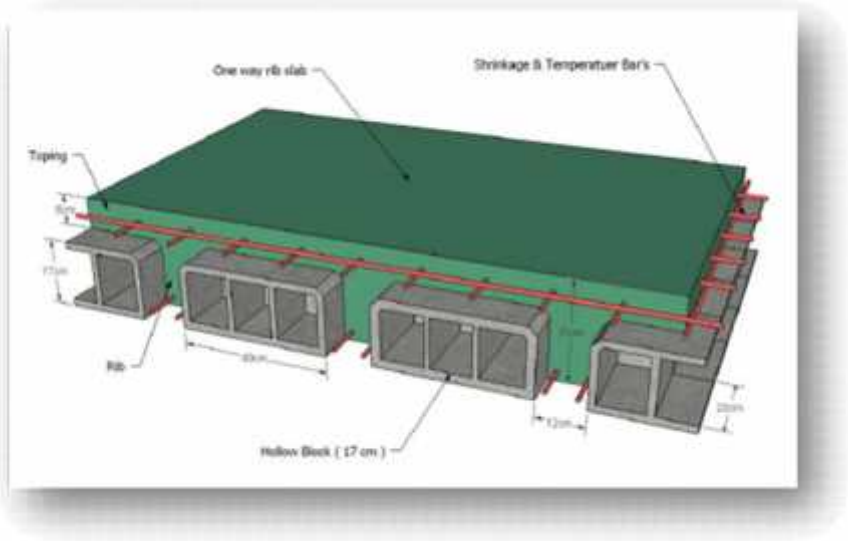
Reinforcement Steel, fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa



Figure(4-1) : Structural Position Plane

Section:-

bw =12cm , h =35cm , d =40cm , Tf = 8cm



Figure(4-2) : Section of (Rib)

Determine the effective flange width (Be) according to ACI-code 8.10.2 for T-section.

$b_E \leq L/4 = 3.2/4 = 0.8$ m

$\leq$ 16Tf +bw =16*0.08+0.12 =1.4 m

$\leq$ c/c spacing = 0.52 m (Control) .

Requirements for joist (rib) floor according to ACI-318-02

d $\leq$ 75 cm …….. select : d=40cm

bw $\geq$ 10cm ……. select : bw=12 cm.

h =35cm

h $\leq$ 3.5*B =3.5*12 = 42 cm OK

Tf $\geq$ 1/12 *d =1/12*40 = 3.33 cm select Tf = 8cm.

System of rib (01) :

One -way ribbed slab :-

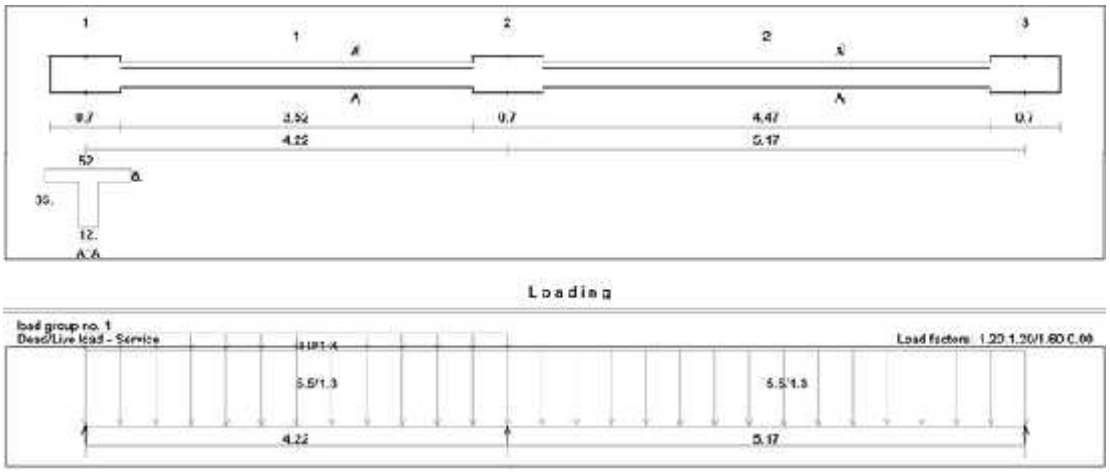
Figure(4-3) : Spans Length of Rib (R01)

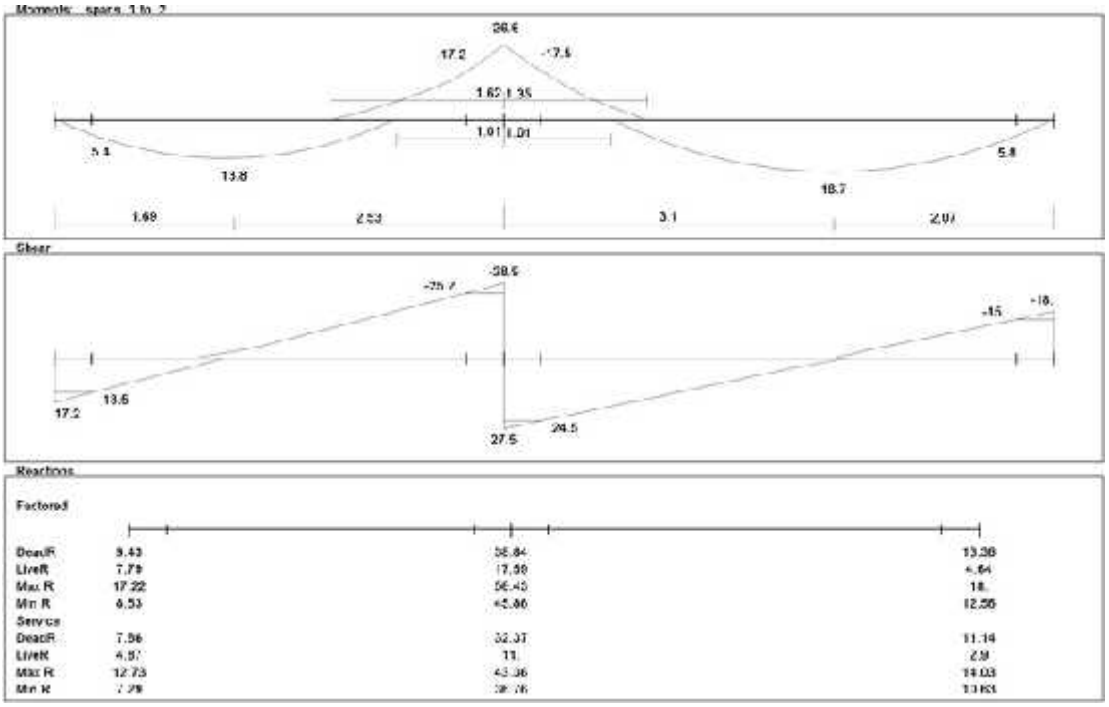
Loads:-

DL= 5.47 KN/m of rib.

L.L=1.3KN/m of rib.

Using "Atir" Software To Find The Following Values Of Moment And Shear:-





Figure(4-4) : Envelope Shear and moment Diagram of Rib (R01)

4.5.1 Design of negative moment for rib (R01):

Maximum negative moment is Mu = -17.5kN.m

Design as a rectangular with b = 12 cm

d = h – cover – Φ/2-stirrups = 350 – 20 – 12/2 -12= 312 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Kn = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{17.5 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.312)^2} = 1.664 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(1.664)}{420}}\right) = 0.00413$$

$$As_{req} = 0.00413\ (120)\ (312) = 154.62\ mm^2 .$$

$As_{req} = 154.62\, mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 154.62/79 = 1.95

* Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm²

Select Top bars 2 Φ 10 mm. **Total As= 158 mm^2 .**

Check Minimum Reinforcement As min. (ACI- 318- 02, 10.5)

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(312) \geq \frac{1.4}{420}(120)(312)$$

$As_{\min} = 109.17 < 124.8$ ……the larger is control

$As_{\min} = 124.8 mm^2 < As_{req} = 154.62$ **OK**

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 79 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.12 * a$

$a = 27.1mm < 8cm \rightarrow$ Design rib as rectangular

$$c = \frac{a}{1} = \frac{27.1}{0.85} = 31.88mm$$

$$£_s = \frac{312 - 31.88}{31.88} X0.003 = 0.026$$

$£_s = 0.026 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

Ok

4.5.2 Design of positive moment for rib (R01):

Design of span No (2):

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

$b_E \leq L/4 = 5.17/4 = 1.29$ m

$\leq 16Tf + bw = 16*0.08+0.12 = 1.4$ m

$\leq$ c/c spacing = 0.52 m (Control)

>> use Mu max. Positive for span number (2) = 18.7 kN.m .

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

For $a = t_f = 8$cm

$d = h - \text{cover} - \Phi/2\text{-stirrups} = 350 - 20 - 12/2 - 12 = 312$ mm

$\varphi .Mnf = 0.9*0.85\ f_c\ * t_f * b_E *(d- t_f/2)$

$=0.9* 0.85\ (24)\ (0.08)\ (0.52)(0.312-0.08/2)*10^3$

$= 207.74$ KN

$\varphi Mnf = 207.74KN > Mu = 18.7$ KN

Design as a rectangular with $b_E = 52$cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$$

$$Kn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{18.7*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.312)^2} = 0.41 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.41)}{420}}\right) = 0.00098$$

$As_{req} = 0.00098\ (520)\ (312) = 159\ mm^2$.

$As_{req} = 159\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 159/113 = 1.4 * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm²

Select bottom bars 2 Φ 12 mm. **Total As= 226 mm^2 .**

Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(312) \geq \frac{1.4}{420}(120)(312)$$

$As_{\min} = 109.17 < 124.8$ ..... the larger is control

$As_{\min} = 124.8 mm^2 < As_{req} = 159$ **OK**

Check for yielding

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 113 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.52 * a$

$a = 8.94mm < 8cm \rightarrow$ Design rib as rectangular

$$c = \frac{a}{1} = \frac{8.94}{0.85} = 10.5mm$$

$$£_s = \frac{312 - 10.5}{10.5} X0.003 = 0.086$$

$£_s = 0.086 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

Ok

Design of span No (1):

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

$b_E \leq L/4 = 4.22/4 = 1.05$ m

$\leq$ 16Tf +bw =16*0.08+0.12 =1.4 m

$\leq$ c/c spacing =0.52 m (Control)

>> use Mu max. Positive for span = 13.8 kN.m.

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

For a = t_f = 8cm

d = h – cover – Φ/2-stirrups = 350 – 20 – 12/2 -12= 312 mm

φMnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.312-0.08/2)*10^3

= 242.4 KN

φMnf =207.7KN > Mu =13.8 KN

Design as a rectangular with b_E = 52cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$$

$$Kn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{13.8*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.312)^2} = 0.302 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(.302)}{420}}\right) = 0.00072$$

As_{req} = 0.00072 (520) (312) = 116.8 mm^2 .

As_{req} =116.8 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 116.8/79 = 1.47

*** Note $A_{Φ10}$ = 79 mm²**

Select bottom bars 2 Φ 10mm. Total As= 158 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement Asmin .(ACI- 318- 02,10.5)

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(312) \geq \frac{1.4}{420}(120)(312)$$

$As_{\min} = 109.1 < 124.8$ ……the larger is control

$As_{\min} = 124.8 mm^2 > As_{req} = 116.8 \ mm^2$

As =124.8 mm^2

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 124.8/79 = 1.58 * Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm²

Select bottom bars 2 Φ 10 mm. Total As= 158 mm^2 .

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 79 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.52 * a$

$a = 6.25mm < 8cm \rightarrow$ Design rib as rectangular

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{6.25}{0.85} = 7.35mm$$

$$£_s = \frac{312 - 7.35}{7.35} X0.003 = 0.124$$

$£_s = 0.124 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

Ok

4.5.3 Design of shear for rib (R01):

Shear design at support No (2)

Factored shear forces at d=0.312 m from support

Vu =25.2KN

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

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.12 * 0.312*10^3 = 22.92 KN$

$\frac{1}{2}\Phi Vc = \frac{1}{2} * 22.92 = 11.46$

$Vu = 25.2 > \frac{1}{2}\Phi Vc = 11.46 \ldots\ldots\ldots$not control

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

$Vu = 25.2 > \Phi Vc = 22.92 \ldots\ldots\ldots$not control

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

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{fc'} * bw \times d \geq ¤ (\frac{1}{3}) * bw * d$

$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{24} * 0.12 * 0.312 * 10^3 \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * 0.12 * 0.312 * 10^3$

$$\Phi Vs_{\min} = 11.46 \geq 9.36$$

$$\Phi\, Vs_{\min} = 11.46\, KN$$

$$\Phi\, Vc + \Phi\, Vs_{\min} = 22.92 + 11.46 = 34.38\, kN$$

$$\mathrm{Vu} = 25.2\mathrm{kN} < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 34.38\mathrm{kN} \ldots\ldots\ldots \text{control}$$

Minimum shear reinforcement is required

Use2Φ10 with two legs.

$$\mathrm{Av} = 2 \times 79 \times = 158 \ \ \mathrm{mm}^2$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 158 \times 10^{-6} \times 420 \times 10^{3} \times 0.312}{11.46} = 1.35m$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{31.2}{2} = 15.6cm < 60cm$$

Then Select $\mathrm{S} = 15\mathrm{cm} < \frac{\mathrm{d}}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots ok$

Then use 2Φ 10 @ 15 cm.

At support No 1,2,3:-

Minimum shear reinforcement is required

Then use 2Φ 10 @ 15 cm.

4-6 Design of Beam (B02) at 2nd floor:

Position of B (02):

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section:-

B =50 , h =35cm

L/18.5 = 3.5/18.5 =0.189 m , for exterior span

Select h = 35cm

System: -

Figure (4-5): Spans Length of Beam (B02)

Loading:-

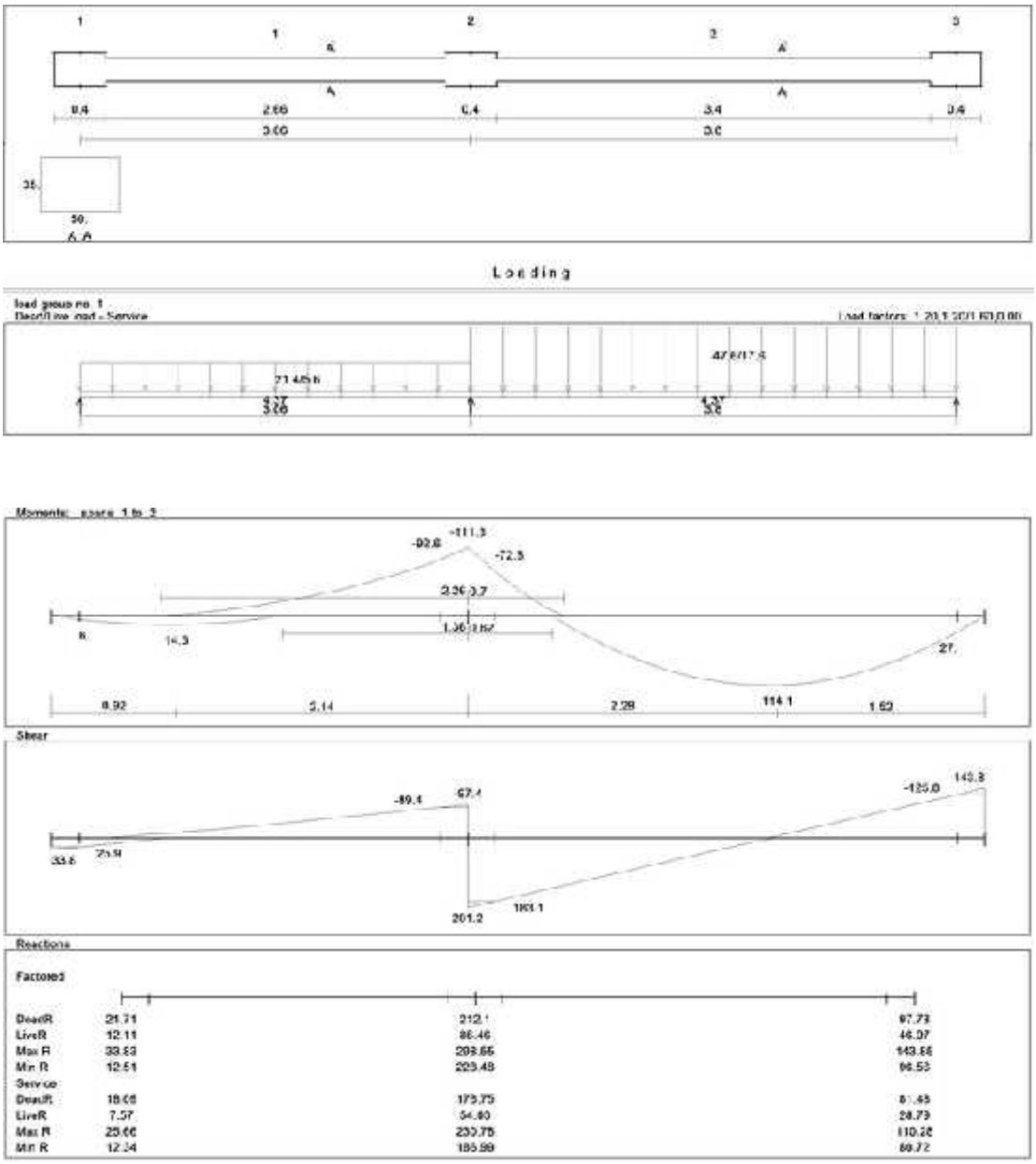
Reaction from rib(1) , D.L =11.14/0.52 =21.42 KN/m

L.L =2.9/0.52 = 5.57 KN/m

Reaction from rib(3) , D.L =24.74/0.52 = 47.57

L.L =9.15/0.52 =17.59 KN/m

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



Figure(4-6) : Envelope Moment and shear Diagram of Beam (B02)

4.6.1 Design of negative moment for beam (B02):

Support No.(2):-

Mu= 92.6 KN .m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Kn = \frac{Mu\ /\ ¤}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{92.6 * 10^{-3} / 0.9}{0.5 * (0.288)^2} = 2.48 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(2.48)}{420}}\right) = 0.0063$$

As req = ρ * b * d = 0.0063 * 500 * 288 = 907.2 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 907.2/254 = 3.57

* Note $A_{Φ18}$ = 254 mm²

Select Top bars 4 Φ 18 mm. Total As= 1016 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement As min. (ACI- 318- 02, 10.5)

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(288) \geq \frac{1.4}{420}(500)(288)$$

$As_{min} = 4199 < 480$ ……the larger is control

$$As_{\min} = 480mm^2 < As_{req} = 907.2\text{mm}^2 \quad \textbf{OK}$$

4.6.2 Design of positive moment for beam (B02):

Design of span No (2) L=3.8 m.

$$B = 50cm, h = 35cm$$

$$d = 350 - 40 - 12 - 10 - - = 288mm$$

$$d' = 62mm$$

Mu= 114.1 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{114.1}{0.9} = 127.66kN.m$$

Fc' = 24 N/mm^2 $\rightarrow \beta = 0.85$

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

$$c = 123.4\,mm$$

$$a = {}_1 \times c$$

$$a = 0.85 \times 123.4 = 104.89\ mm$$

$$c_{\max} = 123.4\,mm$$

$$a_{\max} = 104.89\ mm$$

Φ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.816

$\varphi Mnc = \varphi * 0.85\ f_c\ * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

= 0.816* 0.85 (24) (0.5) (0. 10489)(0.288-0.10489/2)*10^3

= 205.64 KN.m

Mu= 114.1 KN .m < φMnc =205.64 KN .m

⇒ **The section must be singly reinforced section:**

$$M = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$$

$$Kn = \frac{Mu\ /\ ¤}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{114.1*10^{-3} / 0.9}{0.5*(0.288)^2} = 3.05\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(3.05)}{420}}\right) = 0.0079$$

As req = ρ * b * d = 0.0079 * 500 * 288 = 1137.6 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 1137.6/314 = 3.62

* Note $A_{\Phi 20}$ = 314 mm²

Select bottom bars 4Φ 20 mm. Total As= 1256 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement As min .(ACI- 318- 02,10.5)

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(288) \geq \frac{1.4}{420}(500)(288)$$

$As_{min} = 419.9 < 480$ ……the larger is control

$$As_{\min} = 480mm^2 < As_{req} = 1137.6 \quad \textbf{OK}$$

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$4 * 314 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.5 * a$$

$$a = 51.7mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{51.7}{0.85} = 60.82mm$$

$$£_s = \frac{288 - 60.82}{60.82} X 0.003 = 0.0112$$

$$£_s = 0.0112 > 0.005$$

OK

Design of span No (1) L=3.06 m.

$$B = 50cm, h = 35cm$$

$$d = 350 - 40 - 12 - 10 - = 288mm$$

$$d' = 62mm$$

Mu= 14.3 KN .m

Fc' = 24 N/mm^2 $\rightarrow$ β =0.85

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

$$c = 123.4\,mm$$

$$a = {}_1 \times c$$

$$a = 0.85 \times 123.4 = 104.89\,mm$$

$$c_{max} = 123.4\,mm$$

$$a_{max} = 104.89\,mm$$

$\varphi Mnc = \varphi * 0.85\ f_c\ * b * a_{max} *(d- a_{max}/2)$

$= 0.816* 0.85\ (24)\ (0.5)\ (0.10489)(0.288-0.10489/2)*10^3$

$= 205.64$ KN.m

$Mu = 14.3$ KN .m $< \varphi Mnc = 205.64$ KN .m

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

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$$

$$Kn = \frac{Mu\ /¤}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{14.3*10^{-3}/0.9}{0.5*(0.288)^2} = 0.383\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.383)}{420}}\right) = 0.00092$$

$As\ req = \rho * b * d = 0.00092 * 500 * 288 = 132.48\ mm^2$

$\#\ of\ bars = As/\ As_{bar} = 132.48/79 = 1.67$

* Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm²

Check Minimum Reinforcement As min. (ACI- 318- 02, 10.5)

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(288) \geq \frac{1.4}{420}(500)(288)$$

$As_{\min} = 419.9 < 480$ ……the larger is control

$$As_{\min} = 480 mm^2 > As_{req} = 132.48$$

Use As = 480 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 480/154 = 3.11

* Note $A_{\Phi 14}$ = 154 mm²

Select bottom bars 4Φ 14 mm. Total As= 616 mm^2.

Check for Tension steel yielding:

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$4*154*10^{-6}*420=0.85*24*0.5*a$$

$$a=25.3mm$$

$$c=\frac{a}{1}=\frac{25.3}{0.85}=29.76mm$$

$$£_s=\frac{288-29.76}{29.76}X0.003=0.026$$

$$£_s=0.026>0.005$$

OK

4.6.3Design of shear for beam (B02):

d=350-40-12-10=288 mm

Factored shear forces at d=0.288 m from support Vu =183.1 KN

1. $Vu \leq \frac{1}{2}\Phi\, Vc$

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

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

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 0.5 * 0.288*10^3 = 176.36 KN

$$\frac{1}{2}\Phi\ Vc=\frac{1}{2}*176.36=88.18$$

$$Vu=183.1>\frac{1}{2}\Phi\ Vc=88.18\ldots\ldots\ldots\ldots\text{not control}$$

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

$$Vu=183.1>\Phi\ Vc=176.36\ldots\ldots\ldots\ldots\text{not control}$$

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

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{fc'} * bw \times d \geq ¤ (\frac{1}{3}) * bw * d$$

$$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) * \sqrt{24} * 0.5 * 0.288 * 10^3 \geq 0.75(\frac{1}{3}) * 0.5 * 0.288 * 10^3$$

$$\Phi Vs_{min} = 44 \geq 36$$

$$\Phi Vs_{min} = 44KN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 176.36 + 44 = 220.36kN$$

$$Vu = 183.1kN < \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 220.36kN \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ control}$$

Minimum shear reinforcement is required

Use2Φ10 with two legs.

$$Av = 2 \times 79 \times = 158 \ mm^2$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 158 \times 10^{-6} \times 420 \times 10^3 \times 0.288}{44} = 0.325m$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{28.8}{2} = 14.4cm < 60cm$$

Then Select $S = 14cm < \frac{d}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots ok$

Then use 2Φ 10 @ 14 cm.

At support No 1,2,3:-

Minimum shear reinforcement is required

Then use 2Φ 10 @ 14 cm.

4.7 Design of One-way solid slab

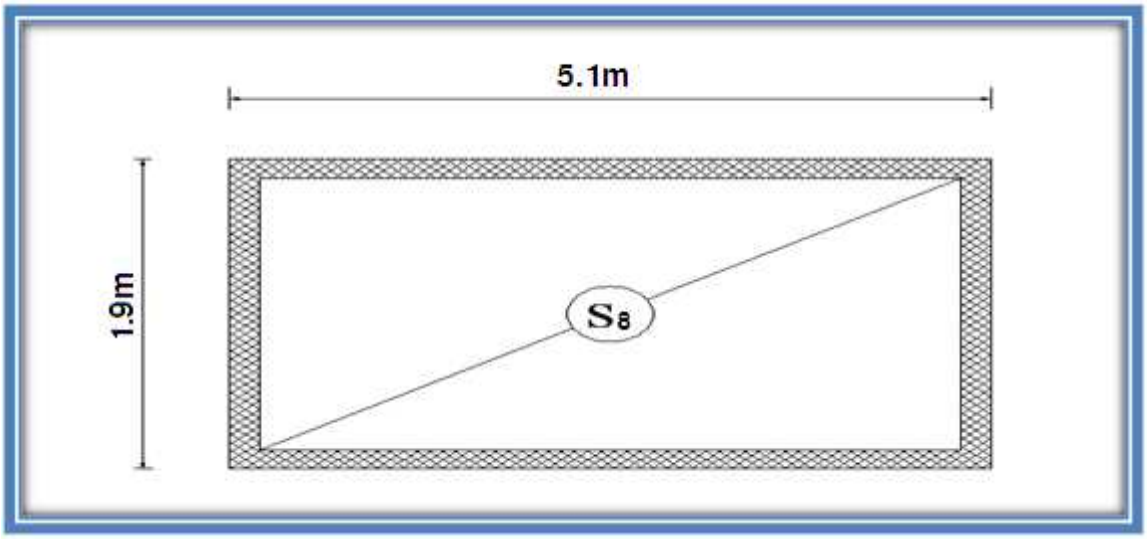


Fig (4.7) One-Way Solid Slab Plane

4.7.1 Check if it's one way

$$\frac{Ly}{Lx}=\frac{5.1}{1.9}=2.6>2.0\ \ ....One\ way$$

4.7.2 Determination of thickness:

$$h=\frac{L}{24}=\frac{6}{24}=25cm$$

$$Select\ h=25cm$$

4.7.3 Load Calculation

$$D.L=6.25KN/m^2$$

$$L.L=7.5KN/m^2$$

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

$$V_u=45KN$$

$$M_u=11.9KN.m$$

4.7.4 Design for positive moment:

$$d = 250 - 20 - 12 = 218\,mm$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{11.9}{0.9} = 13.2\,KN.m$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{13.2}{(1)(0.218)^2} = 0.278Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.278 \times 20.1}{410}}\right] = 0.000682$$

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

$$= 0.000682 \times 1000 \times 278 = 189.5mm^2$$

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

$$As_{\min} = 270mm^2 > As_{req} = 189.5$$

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

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

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

4.7.5 Check for Strain :

Tension =Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$
$$270 \times 410 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 0.543cm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{0.543}{0.85} = 0.64cm$$
$$£_s = \frac{21.8 - 0.64}{0.64} * 0.003$$
$$£_s = 0.09 > 0.005 \quad .....ok$$

4.7.6 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:

$$As_{\min} = 0.0018 \times b \times h$$
$$As_{\min} = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450$$
$$\#\ of\ bars = \frac{450}{113} = 4$$
$$Use¤12@25cm\ c/c$$

4.7.7 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$
$$L_d = \frac{410}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$$
$$Use\ L_d = 50cm.$$

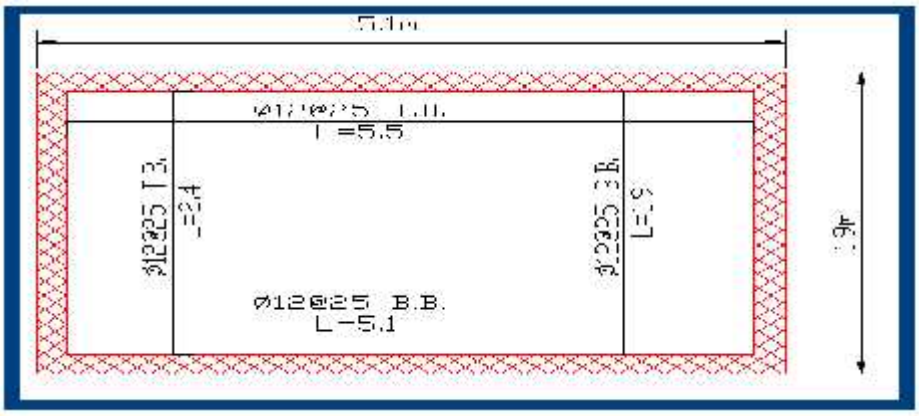


Fig (4.8) Details of One-Way Solid Slab

4.8 Design of Stairs:

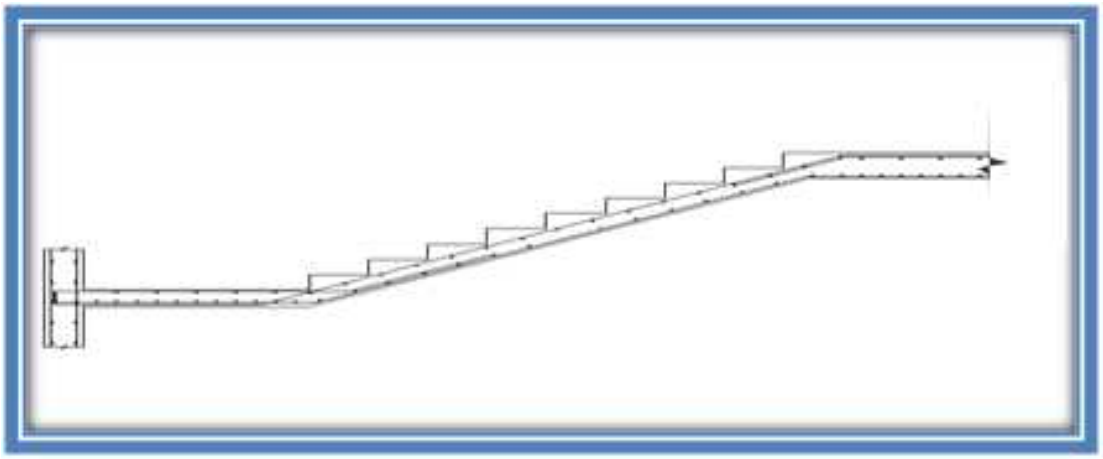


Fig.(4-9) Cross Section for the Staircase

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.

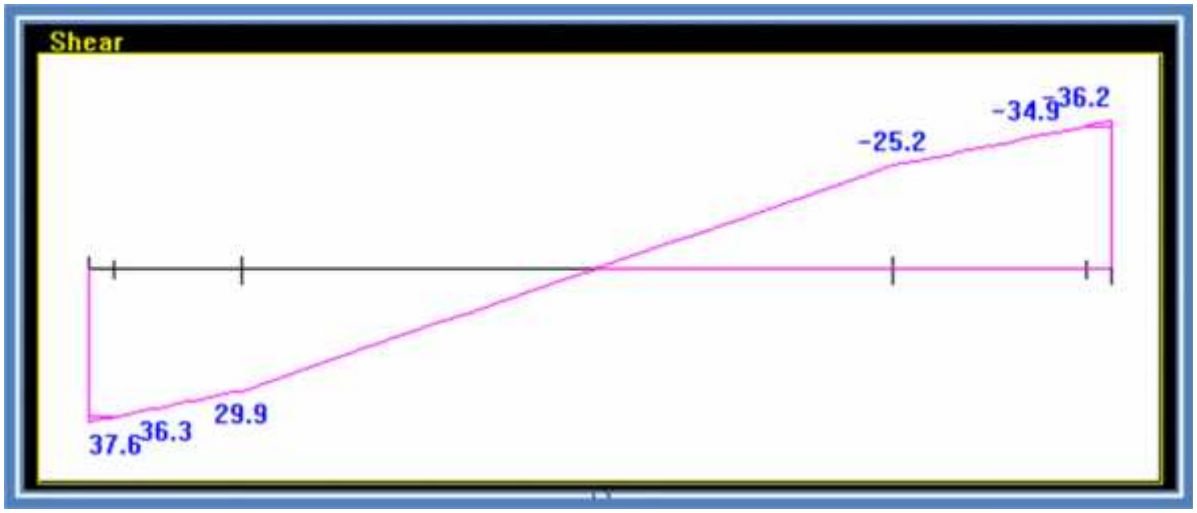


Fig.(4-8) Shear Diagram of Staircase

Vu = Ay $\times$ cos29.54

Vu = 37.6 $\times$ cos 29.54 =32.71KN.

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

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

$$¤Vc = 116.35 > Vu = 32.71$$

$$\therefore ¤Vc > Vu_{critical}$$

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

4.8.4 Design Against Bending:

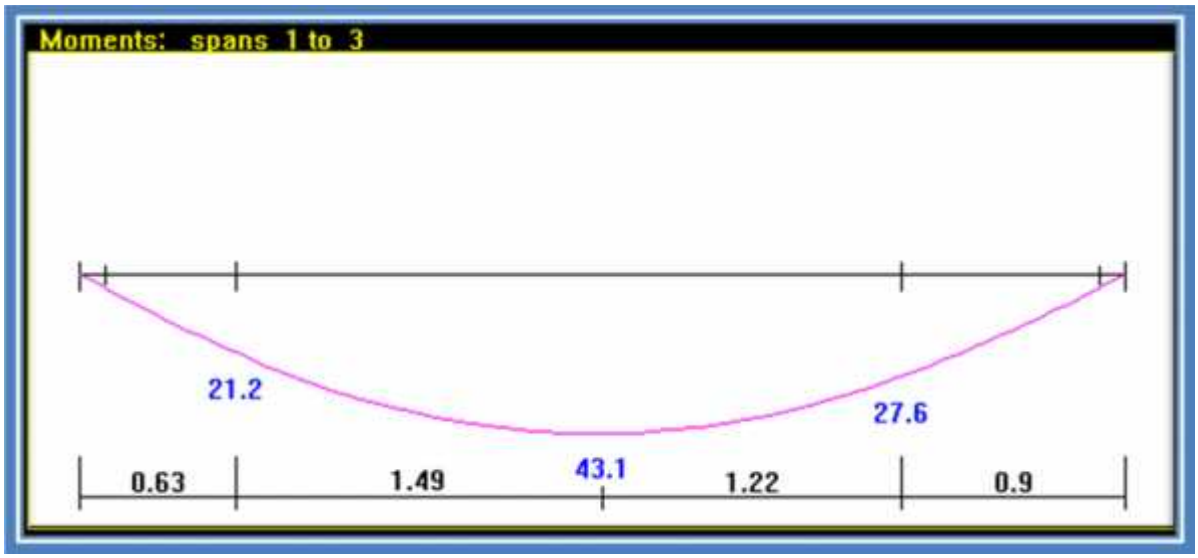


Fig.(4-10) Moment Diagram of Staircase

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

For secondary reinforcement:

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

$\text{Select } 1\Phi 10 @ 25\,\text{cm c/c} \ldots$ for top & bottom reinforcement

For top reinforcement:

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

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

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

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

4.8.5 Design of Landing:-

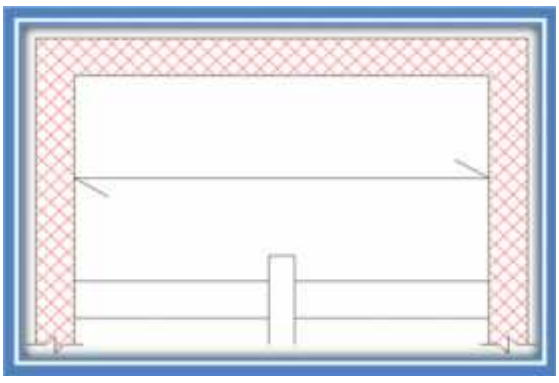


Fig.(4-10) Top View Landing

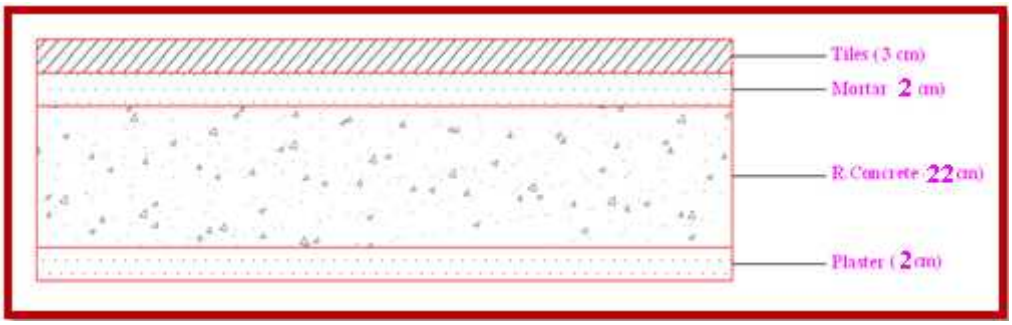


Fig.(4-11) Section in Stair's Landing

- 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:-

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

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

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

$$¤Vc = 116.35 > Vu = 81.7$$

$$\therefore ¤Vc > Vu_{critical}$$

$\therefore$ 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:

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

Select $1\Phi 10/20$ cm …for top & bottom reinforcement

4.9 Design of column

4.9.1 Design of Short column (col .08)

4.9.1.1 Load Calculation:

$p_u = 4880 KN$

$p_{n_{req}} = \frac{4880}{0.65} = 7507.7 KN$

$Use° = °g = 1.6\%$

4.9.1.2 Design of Main Reinforcement:

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

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

$Ag = 3523.6 cm^2.$

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

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

$°g = 0.0145 \geq °_{min} = 0.01$

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

$\Rightarrow$ Use $12¤25$ As provide = 5880 mm^2

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

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 :

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

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

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

Use ¤10 @ 20cm c/c spacing.

4.9.2 Design of long column

Select column (C05) 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

$°g = 1.6\ \%$

$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85\,fc')\}$

$2553.8 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.016 * (410 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 1198.6cm^2$

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.

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

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

$$\therefore \text{long Coloumn in } 25:\text{dirction}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

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

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

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

$Use ¤10@20\ cm$

4.10 Design of Shear wall:

4.10.1 Load Calculation :

$W_{\text{Basement Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} = 1840.5\ KN$

$W_{\text{Ground Floor}} = W_{\text{first Floor}} + W_{\text{second Floor}} = W_{\text{third Floor}} = W_{\text{fourth Floor}} = W_{slab} + W_{stairs} = 7315.9\ KN$

$W_{Total} = W_{Basement} + W_{Ground} + W_{First} + W_{Second} + W_{Third} + W_{Fourth}$

$W_{Total} = 38420\ KN$

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:

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T}W$$

The total design base shear need not exceed the following :

$$V_1 = \frac{2.5Ca.I}{R.}W$$

The total design base shear shall not be less than the following:

$$V_1 = 0.11Ca.I.W$$

H Building = 19m
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 .

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

$$T = 0.0488*(5*3+1*4)^{3/4} = 0.0488*(19)^{3/4} = 0.444$$

$$V_1 = \left(\frac{Cv \times I}{R \times T}\right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.444}\right) \times 38420 = 3775.9 kN$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times Ca \times I}{R.}\right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5}\right) \times 38420 = 4191 kN$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times Ca \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 38420 = 1014.2 kN$$

V =3775.9 KN…….. (control)

Ft = 0.07 x T xV = 0.07 x 0.444 x 3775.9 = 117.35 kN

$$F_{Xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}}\right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{3775.9 - 117.35}{729980}\right) \times W_i \times h_i = 0.005011 \times W_i \times h_i$$

4.10.3 Shear Wall Design Parameters:

$fc' = 24\ Mpa$
$fy = 410\ Mpa$
$h = 30cm\ shear\ wall\ thickness$
$lw = 1.85m\ shear\ wall\ width$
$hw = 19m\ building\ height$

4.10.4 Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

$$\frac{lw}{2}=\frac{1.85}{2}=.925m\ldots\ldots \quad control$$
$$\frac{hw}{2}=\frac{19}{2}=9.5m$$

$$d=0.8\times lw=0.8\times 1.85=1.48m$$
$$V_u=716.59\ KN$$
$$M_u=2321.98\ KN.m$$

$$V_{C1}=\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times b\times d$$
$$V_{c1}=\frac{\sqrt{24}}{6}\times 0.3\times 1.48=362.25\ KN\ldots \quad control$$
$$V_{c2}=\frac{\sqrt{fc'}\times b\times d}{4}+\frac{N_u\times d}{4\times L_w}$$
$$Assume\ N_u=0.0$$
$$V_{c2}=\frac{\sqrt{24}\times .3\times 1.48}{4}+\frac{N_u\times d}{4\times L_w}=543.7\ KN$$
$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{fc'}}{2}+\frac{l_w\left(\sqrt{fc'}+\frac{2\times N_u}{l_w\times h}\right)}{\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{h\times d}{10}$$
$$\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle=+ve$$
$$\therefore V_{c3}=Will\ apply$$
$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{24}}{2}+\frac{6\left(\sqrt{24}+0.0\right)}{\langle 3.43\rangle}\right]\times\frac{0.3\times 1.48}{10}$$
$$V_{c3}=489.1KN$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{\text{¤}} - V_c = \frac{716.59}{0.75} - 362.25 = 593.2 \quad Kn$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{0.5932}{420 \times 1.48} = 0.00095$$

$$\frac{A_{Vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 0.3 = 0.00075\, mm$$

$$S_2 \le \frac{l_w}{5} = \frac{1.85}{5} = 370\, mm$$

$$S_2 \le 3 \times b = 3 \times 300 = 900\, mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.00075} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.00075} = 0.210\, m$$

$\therefore Use$¤$10@20cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*horezental*)

4.10.5 Design of Vertical reinforcement:

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

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{19}{1.85} \right)\left(\frac{2 \times 79}{200 \times 300} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

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

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.30} = 0.210\ m = 210\ mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 \le \frac{l_w}{3} = \frac{1850}{3} = 616.6\ mm$$

$$S_1 \le 3 \times h = 3 \times 300 = 300\ mm$$

$\therefore$ Use¤$10@20cm \quad c/c \quad For$ the reinforcement in two layers (*Vertical*)

4.10.6 Shear Wall Detail

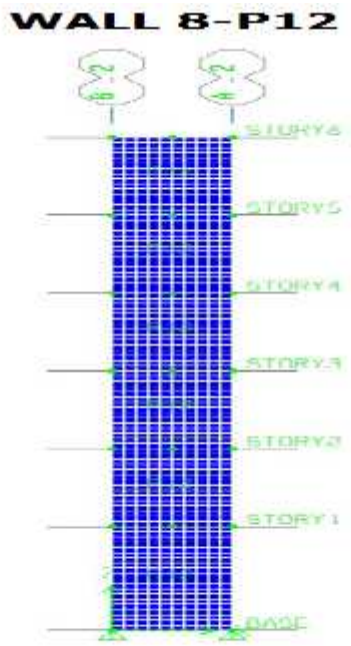
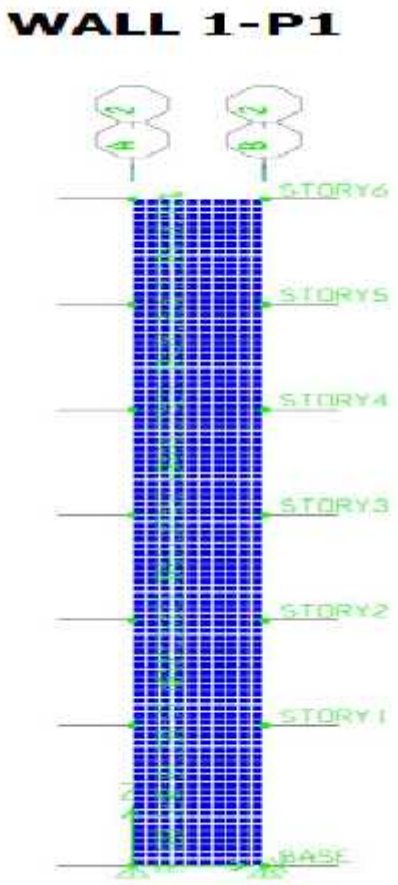


Fig. (4-15) Shear Wall 8

Shear wall 1 .

Material : reinforcement Concrete (B300) ($f_C^{'} = 24MPa$) Fy= (420) .
Thickness =0.3m

Section



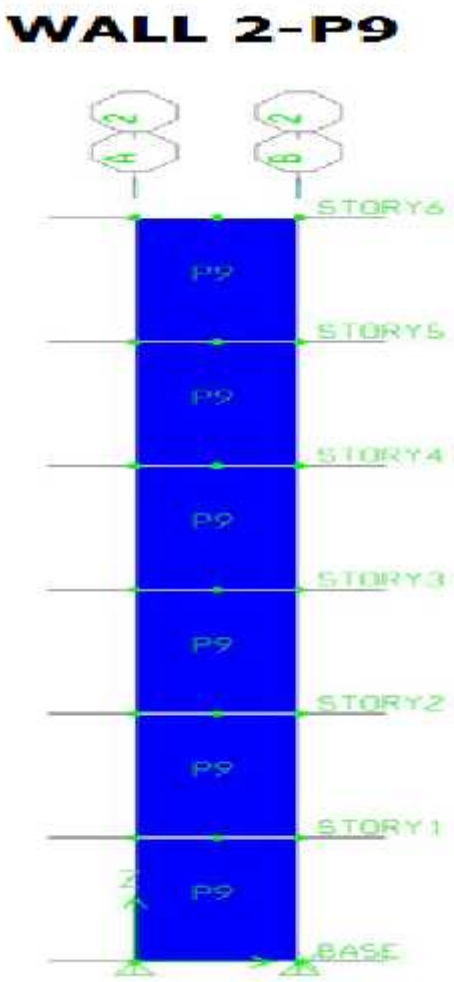
Design :

According to ETAPS calculations

Shear wall 2 .

Material : reinforcement Concrete (B300) ($f_C^{'} = 24MPa$) Fy= (420) .
Thickness =0.3m

Section



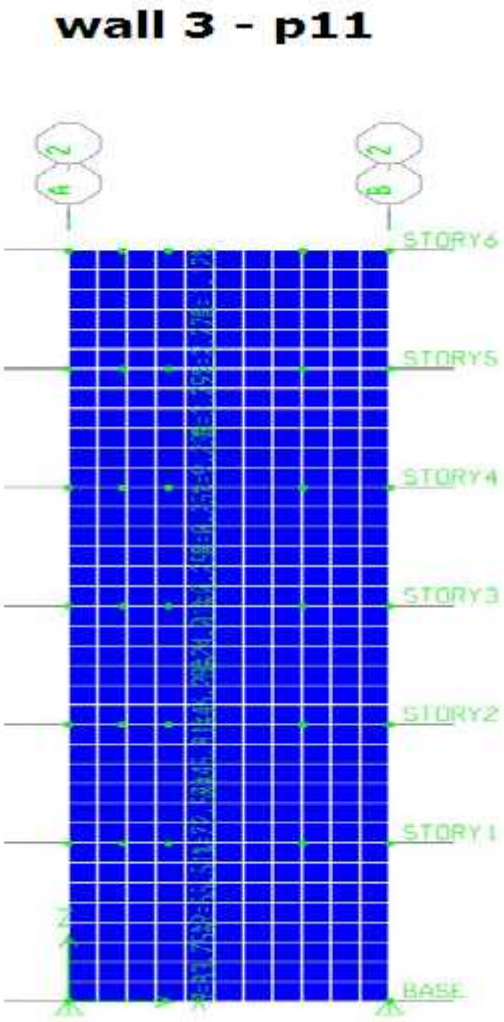
Design :

According to ETAPS calculations

Shear wall 3 .

Material : reinforcement Concrete (B300) ($f_C^{'} = 24MPa$) Fy= (420) .
Thickness =0.3m

Section



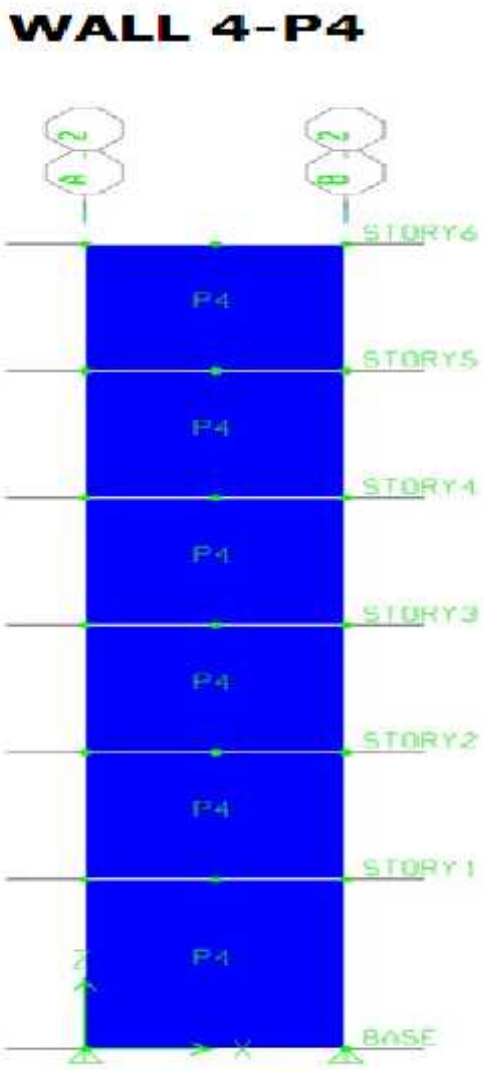
Design :

According to ETAPS calculations

Shear wall 4 .

Material : reinforcement Concrete (B300) ($f_C^{'} = 24MPa$) Fy= (420) .
Thickness =0.3m

Section



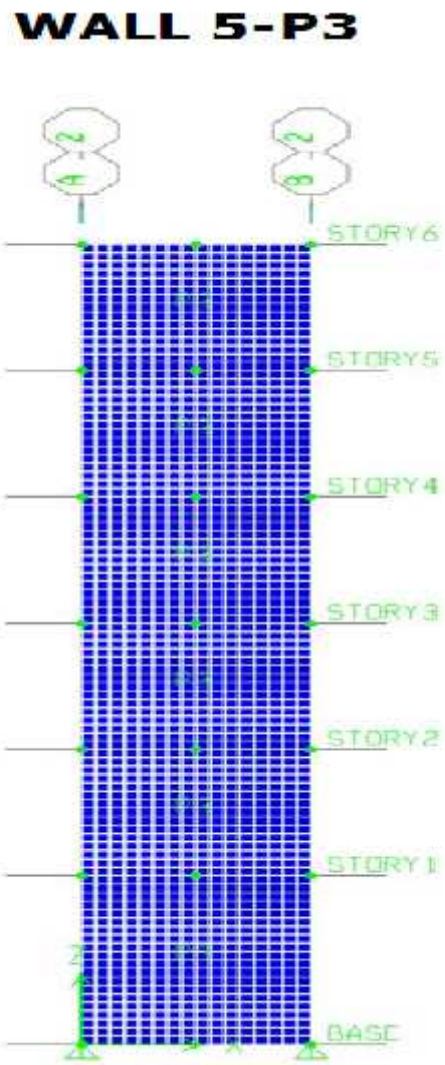
Design :

According to ETAPS calculations

Shear wall 5 .

Material : reinforcement Concrete (B300) ($f_C^{'} = 24MPa$) Fy= (420) .
Thickness =0.3m

Section



Design :

According to ETAPS calculations

4.11 Design of Basement wall:

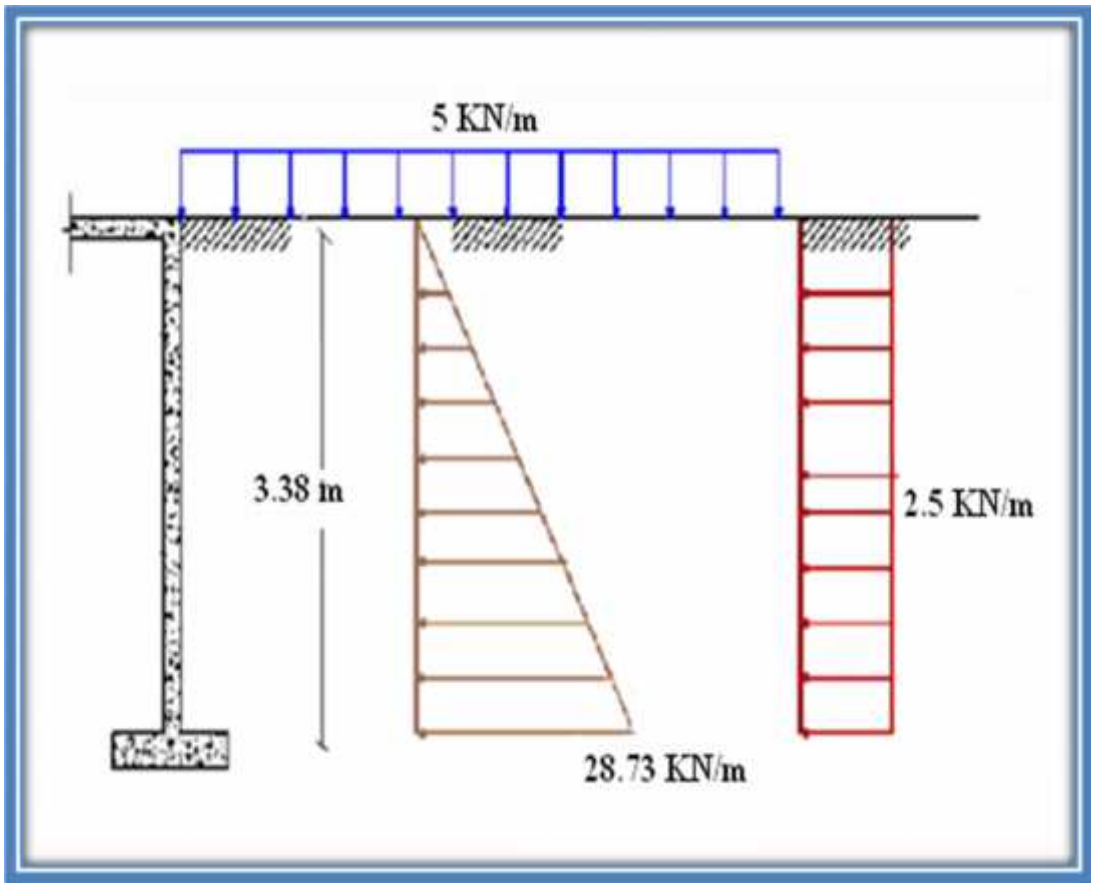


Fig. (4-12) Geometry of Basement Wall

4.11.1 Load Calculation :

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

$¥_{soil} = 17\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{-}$

$K = 0.5$

$q_1 = 17 \times 3.38 \times 0.5 = 28.73$ 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 :

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

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

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

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

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

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

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

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

$= 0.0012 \times 1000 \times 200$

$= 240\ mm^2/m$

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

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 Reiforcement Required*

4. 12 Design of Footing

4. 12.1 Design of Isolated Footing (F08):

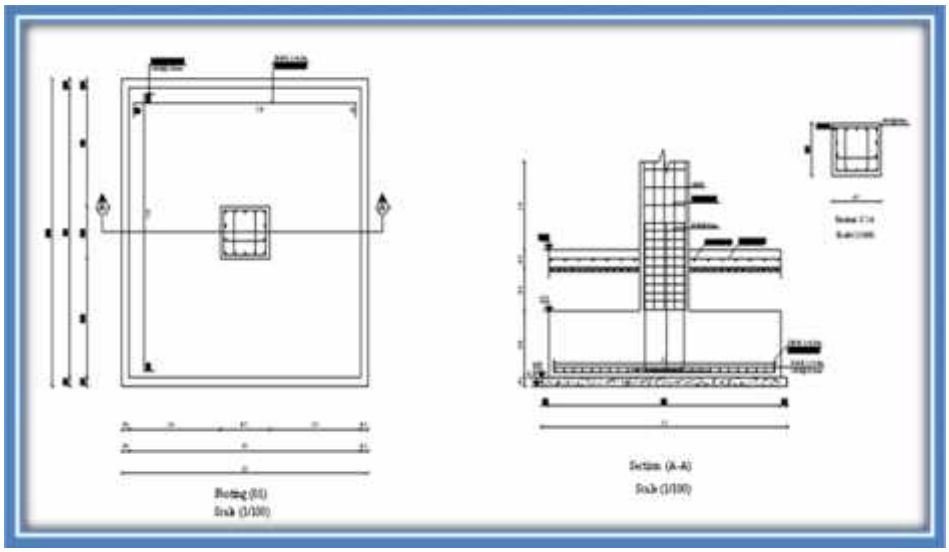


Fig. (4-13) Geometry of Footing (F01)

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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

At Y- Direction

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

Using Reinforced Concrete.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 wall + Load in columen).

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

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

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

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

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 :

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

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

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

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

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

$$V_u = 55.38KN$$

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

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

$$\Phi V_c = 94.92KN$$

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

4.12.2.3 Design of Bending :

B = 70 cm & h = 25 cm

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

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

$$Mu = 8.6KN.m$$

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

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

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

- $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{f_y}}\right)$
- $= \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.40}{410}}\right)$
- $= 0.001$

$$A_s = ° \times L \times d$$
$$A_s = 0.001 \times 1000 \times 155$$
$$A_s = 155 mm^2$$
$$A_{s\,min.} = 0.0018 \times L \times h$$
$$A_{s\,min.} = 0.0018 \times 1000 \times 250$$
$$A_{s\,min.} = 450 mm^2 .....(control)$$
$$Use. \Phi 12 @ 25 cm.c/c$$

$$A_{s\,min.} = 0.0018 \times 900 \times 250$$
$$A_{s\,min.} = 405 mm^2 .....(control)$$
$$Use. 4\Phi 12$$
$$A_{s.available} = 452 mm^2 > A_{s.req.} = 405 mm^2$$

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

$$Ld = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} \times db$$
$$Ld = \frac{410}{4\sqrt{24}} \times 12$$
$$Ld = 251 mm$$
$$Ld \geq 0.4\, fy \times db$$
$$Ld \geq 0.4 \times 410 \times 12 = 197 mm$$
$$Ld_{avilable} = 250 - 75 - 3 \times 12 = 139 mm .....notO.K$$

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