التصميم الإنشائي للمباني السكنية و المرافق العامة لضاحية إسكان موظفي التربية التعليم في محافظة الخليل

فريق العمل:

أمجد "محمد فيصل" سلهب التميمي **أنس خليل صادق التميمي**

علاء حسين عبد الفتاح النجار

إشراف:

د. ماهر عمرو

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة مباني

جامعـــة بوليتكنـــك فلسطيـــن

الخليل – فلسطين

أيار – 2007

التصميم الإنشائي للمباني السكنية و المرافق العامة لضاحية إسكان موظفي التربية التعليم في محافظة الخليل

فريق العمل:

أمجد "محمد فيصل" سلهب التميمي **أنس خليل صادق التميمي**

علاء حسين عبد الفتاح النجار

إشراف:

د. ماهر عمرو

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة مباني

جامعـــة بوليتكنـــك فلسطيـــن

الخليل – فلسطين

أيار – 2007

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي للمباني السكنية و المرافق العامة لضاحية إسكان موظفي التربية التعليم في محافظة الخليل

فريق العمل:

أمجد "محمد فيصل" سلهب التميمي **أنس خليل صادق التميمي**

علاء حسين عبد الفتاح النجار

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**

د.ماهر عمرو **د.نبيل الجولاني**

أيار – 2007

إهداء

إلى فلسطين أرضنا الحبيبة الثائرة على المغتصبين المحتلين . . .

إلى الذين ضحوا بأنفسهم في سبيل الوطن و الدين . . .

إلى النبع . . . إلى الفيض . . . إلى الدمع الصبّاب من عينيها . . .

إلى الأم . . . إلى نورها المشع . . . إلى الوالد الحاني . . .

إلى أساتذتنا الأفاضل الذين علمونا أن الشمعة لا تحترق لتذوب . . . بل لتنير الدرب للآخرين .

إلى كل طالب علم حريص على علمه محافظا على دينه غيورا على أمته، عاملا من اجل رفعتها .

إلى الإخوة . . . إلى الأهل . . . إلى الأحبة . . .

إلى كل هؤلاء نهدي هذا العمل المتواضع آملين من الله أن يوفقنا بما فيه خير لكم و لنا .

إليكم جميعا أحبتنا نهدي هذا الجهد المتواضع

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من ساهم و ساعد في إتمام هذا العمل بالشكل الذي هو عليه، و نخص بالذكر:

- دائرة الهندسة المدنية و المعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا بجامعة بوليتكنك فلسطين بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال وبناة الغد .

- جميع الأساتذة و المدرسين بالجامعة ونخص بالذكر د . ماهر عمرو، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق .

- مكتب العرين الهندسي في مدينة الخليل .

- لكل من قدم العون وكانت سواعده سواعدنا ولم يبخل بالمساعدة بأي شيء .

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي للمباني السكنية و المرافق العامة لضاحية إسكان موظفي التربية التعليم في محافظة الخليل

فريق العمل:

أمجد "محمد فيصل" سلهب التميمي أنس خليل صادق التميمي

علاء حسين عبد الفتاح النجار

إشراف:

د. ماهر عمرو

جامعة بوليتكنك فلسطين– 2007م

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي للمباني السكنية و المرافق العامة لضاحية إسكان موظفي التربية التعليم في محافظة الخليل، بحيث يشمل عمل التصاميم الإنشائية و كافة التفاصيل اللازمة لهذه المباني.

و هذا المشروع مكون من أربعة نماذج سكنية تمثل ستة و ثمانون مبنى مقامة على سفح جبلين بالإضافة إلى مبان عامة تتوسط هذه المباني كالمسجد و الروضة و صالة الرياضة و غيرها.

وهذه المباني تم تصميمها وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية و الأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والراسية،ثم التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر في كل مبنى، ثم التصميم الكامل حسب الكود المتبع،و قد تمت مراجعة جميع الخرائط المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكاملة.

Abstract

Structural Design and Details for teacher's neighborhood buildings

Project Team:

Amjed Salhab Al-Tamimi Anas Khalil AL-Tamimi

Ala' Hussain Al-Najjar

Supervisor:

Dr. Maher Amro

Supervisor

Dr. Maher Amro

Palestine Polytechnic University-2007

The main idea of this project is to prepare all structural designs and details for teacher's neighborhood buildings in Hebron city.

This project consists of 4 models of "villas" that represents 86 villas located on a two corresponding mountains, in addition to another buildings in a public area like a mosque, kinder garten and sport club…

All the buildings are designed to satisfy the ACI code 2002.

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

فهرس المحتويات

		رقم الصفحة
	صفحة العنوان	I
	شهادة تقييم مشروع التخرج	II
	صفحة الاهداء	III
	صفحة الشكر والتقدير	IV
	ملخص المشروع	V
	Abstract	VI
	فهرس المحتويات	VII
	فهرس الجداول	XI
	فهرس الأشكال	XII
	List of Abbreviations	XI V

		رقم الصفحة
الفصل الأول	المقـــدمـــة	
1-1	مقدمة	2
2-1	مشكلة المشروع	4
3-1	الهدف من المشروع	5
4-1	أسباب اختيار المشروع	6
5-1	نطاق المشروع (حدود الدراسة)	7
6-1	محتوى المشروع (مراحل الدراسة)	7
7-1	محتويات المشروع	9
8-1	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	10
الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	
1-2	لمحة عامة عن المشروع	12
2-2	المشروع المقترح	13
3-2	موقع المشروع	14
	2-3-1 أهمية الموقع	15
4-2	توزيع عناصر المشروع	15
	2-4-1 المباني السكنية	15
	2-4-2 المسجد	15
	2-4-3 الروضة و الصالة الرياضية	22
	2-4-4 المحلات التجارية	24
	2-4-5 جسر المركبات	25

الفصل الثالث	وصف العناصر الإنشائية	
3-1	مقدمة	27
3-2	هدف التصميم الإنشائي	28
3-3	الأحمال	29
	3-3-1 الأحمال الرئيسية المباشرة	29
	3-3-1-1 الأحمال الميتة	30
	3-3-1-2 الأحمال الحية	31
	3-3-1-3 الأحمال البيئية	31
	3-3-1 الأحمال الثانوية غير المباشرة	34
3-4	العناصر الإنشائية	34
	3-4-1 العقدات	36
	3-4-1-1 العقدات المصمتة (Solid Slabs)	37
	3-4-1-2 عقدات العصب	38
	3-4-2 الجسور	39
	3-4-3 الأعمدة	39
	4-4-3 الجدران الحاملة (جدران القص)	40
	5-4-3 الأساسات	41
	6-4-3 الجدران الإستنادية	42
3-5	برامج الحاسوب المستخدمة	43
الفصل الرابع	التحليل و التصميم الإنشائي	
4-1	Introduction	45
4-2	Design of ribs (Rib R2 in Model B)	45
	1 -Rib Design	46
	2 - Topping Design	47
	3 - Design of Positive Moment	48
	4 - Design of Negative Moment	52
	5 - Design of Shear	53
	6 – Length of bars	54
4-3	Design of Beam (B4 in Model B)	55
	1 - Calculation of Thickness and dimensions	57
	2 - Design of Positive Moment	55
	3 -Design of Negative Moment	59
	4 - Design of Shear	60
	5 – Length of bars	61

62 **Design of One Way Solid Slab** 4-4
62 **1- Determination of Thickness**
63 **2- Load Calculation**
64 **3- Design of Shear**
65 **4- Design of moment**
66 **Design of Column** 4-5
66 **1- Design of cross sectional area**
67 **2- Design of reinforcement**
67 **3- Slenderness effect**
71 **4- lateral ties selection**
71 **Design of Isolated Footing** 4-6
71 **1- Bearing pressure design**
72 **2- Design of thickness**
74 **3- dowels design**
75 **4- design of bending**
71 **Design of strip footing** 4-7
77 **1- Calculation of load**
77 **2- Design of width**
78 **3- Design of thickness**
79 **4- Design of bending**
80 **5- dowels design**
71 **Design of basement wall** 4-8
80 **Design against earth load**
80 **1- Calculation of load**
81 **2- thickness of the retaining wall**
83 **3- Wall reinforcement**
83 **4- Design of bending**
83 **5- dowels design**
83 **Design against water load**
83 **1- Calculation of load**
83 **2- thickness of the retaining wall**
83 **3- Wall reinforcement**
84 **1- Calculation of load**
85 **2- thickness of the retaining wall**
86 **3- Wall reinforcement**
87 **Design of stairs** 4-9
87 **1- Calculation of load**
88 **2- Design for positive moment**
90 **3- Design of shear**
90 **4- Development length of bars**
90 **5- landing design**
92 **6- Shrinkage and temperature reinforcement**
93 **Shear wall design** 4-10

93	1- General definitions		
95	2- Calculation of load		
97	3- Calculation of shear forces		
99	4- Design of shear		
100	5- Design of vertical reinforcement		
100	6- Design of moment		
102	Design of Dome		4-11
102	1- Calculation of load		
103	2- Stresses Calculation		
104	3- Design of reinforcement		
105	4- Design of the ring beam		4-12
113	Pool design		
113	1- Design of retaining wall		
118	2- Design of the base of the pool		
127	النتائج و التوصيات		الفصل الخامس
127	التوصيات		5.1
129	النتائج		5.2
	الملاحق		الفصل السادس

فهرس الجداول

الجدول		رقم الصفحة
1-1	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	10
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في البناء	30
2-3	الأحمال الحية لعناصر المبنى	32
3-3	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	33

فهرس الأشكال

الشكل		رقم الصفحة
1-1	مكونات ضاحية إسكان موظفي التربية و التعليم	4
2-1	خطوات و مراحل العمل بالمشروع	8
1-2	جزء من الأراضي التي سيقام عليها المشروع	14
2-2	الواجهة الأمامية للنموذج A	19
3-2	الواجهة الأمامية للنموذج B	20
4-2	الواجهة الشمالية للمسجد	21
1-3	العناصر الإنشائية المتنوعة للمنشآت الخرسانية	35
2-3	بلاطة مصمتة ذات اتجاه واحد	38
3-3	مقطع طولي في جسر	39
4-3	مقاطع الأعمدة	40
5-3	أساس مربع الشكل	42
1-4	Spans Lengths of (R2)	45
2-4	Moment envelope of (R2)	47
3-4	Shear envelope for rib2 (R2).	53
4-4	Geometry of beam 4	55
5-4	Moment envelope for beam4	56
6-4	Shear envelop for beam 4	57
7-4	Geometry of slab1 in model B	62
8-4	shear diagram of slab1 in model B	63
9-4	moment diagram of slab1-pattern B	64
10-4	strain and stress of column C2 in model B	68
11-4	Loads on a basement wall	80
12-4	Zero shear point of the wall	80
13-4	Reinforcement of the basement wall	86
14-4	Section in stair	87
15-4	Reinforcement of the stair	92

98	**Moment and shear diagrams for the shear wall**	**16-4**
101	**Reinforcement of the Shear Wall**	**17-4**
105	**Geometry of the Ring Beam**	**18-4**
107	**moment envelope for the Beam**	**19-4**
112	**Shear envelope for Beam B2**	**20-4**
113	**static System against earth pressure**	**21-4**
114	**static System against water pressure**	**22-4**
119		**23-4**
122		**24-4**
124	**Reinforcement of the Pool**	**25-4**

List of Abbreviations

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

- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m³).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

الفصل الأول

المقدمة

1 – 1 مقدمة:

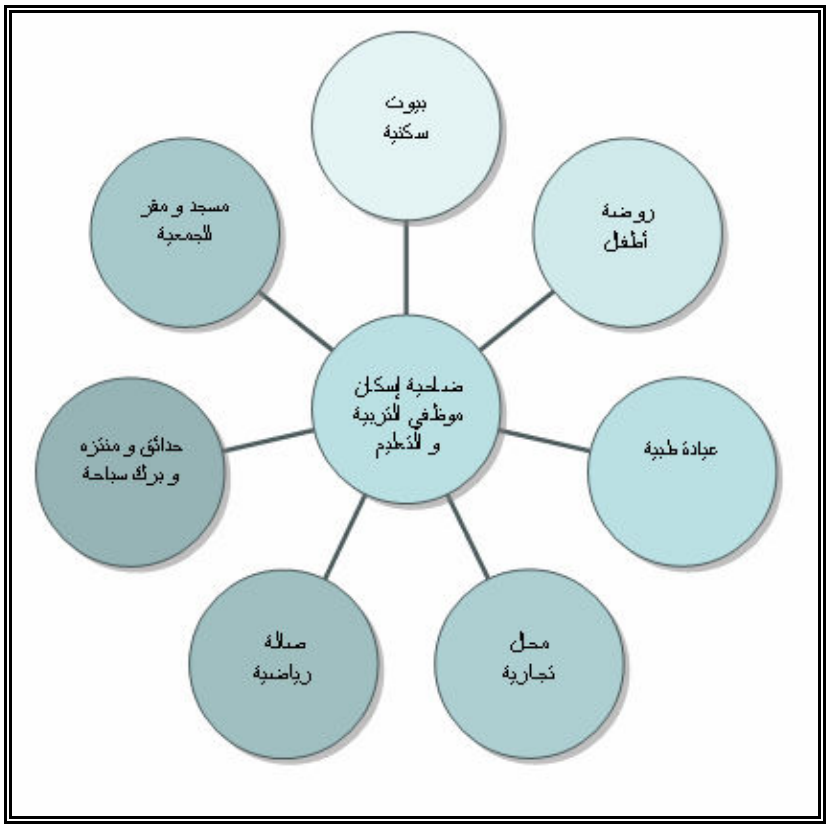
بدأت حياة الإنسان في القدم حياة بسيطة بكافة ملامحها و يومياتها، حيث كان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة، و اتخذ من الكهوف بيوتا، و من أوراق الشجر ثيابا، و من الشعلة ضوءا ينير له الظلام.

بعد ذلك أخذ الإنسان بالرقي شيئا فشيئا في كافة مظاهر حياته من أجل تلبية حاجياته الجديدة. ومن أجل هذا سعا و عمل لتحقيق و توفير وسائل الأمان داخل الكهف الذي لجأ إليه فصنع له بابا أو سدّ فيه ثقبا. و انتقل الإنسان تدريجيا من الكهف البسيط حتى وصل اليوم إلى البيت الحصين. و حين لم يعد قادرا على العيش وحده و كان يتبادل مقومات حياته مع هذا و ذاك و ثم أصبح يشتري من هذا و ذاك تجمع الناس حول بعضهم، و عبر الزمن تكونت المدن الكبيرة و التي ما زالت تجذب السكان إليها حتى باتت غير قادرة على استيعابهم، و عمت

الفوضى و الضوضاء شوارعها و أرجائها. و هنا لجأ البعض إلـــى الابتعـــاد عنهـــا ببنـــاء الضواحي حولها و تزويدها بكل ما يلزم ليبتعد قدر الإمكان عن المدينة و ضوضائها.

و الآن أصبحت الضواحي مكانا مميزا يسعى إلى السكن فيه كل من أراد راحة البال و هدوء الخاطر فانتشرت بكثرة و أعدت جمعيات و لجان خاصة لبنائها بشكل مـــنظم مختلـــف عـــن العشوائية التي تتسم بها المدن القديمة، و من هذه الجمعيات جمعية إسكان موظفي التربيـــة و التعليم في محافظة الخليل التي تأسست في بداية شهر آب سنة 1996م.

تسعى الجمعية إلى بناء ضاحية سكنية تخدم موظفيها بجميع فئاتهم و مراتبهم لتوفير مستوى معيشي أفضل لهم على الأراضي التي اشترتها في موقـــع (فـــرش الهـــوا / واد عزيـــز – المنطرة) و هذه الأراضي تابعة لتنظيم الدولة الفلسطينية بموقع مصنف ضمن الفئة (ب) و قد تم شراء هذه الأراضي بعدة مراحل لتصبح المساحة الكلية لها 66 دونما. تحتـــوي ضـــاحية الإسكان على مبان سكنية و مرافق عامة مثل المحال التجارية و مسجد و روضة و حـــدائق عامة و غيرها و يبين الشكل رقم (1-1) في الصفحة التالية مخطط لهذه المكونات.



الشكل (1-1): مكونات ضاحية إسكان موظفي التربية و التعليم

1 – 2 مشكلة المشروع :

المشروع عبارة عن التصميم الإنشائي لأبنية الضاحية، و تقع هذه الأبنية على سفح جبلين يربطهما جسر لعبور السيارات، يحوي الجبلان نماذج مختلفة من المباني السكنية و يضمان في قلبهما مرافق حياتية أخرى من مسجد و روضة للأطفال و صالة رياضية و حدائق عامة.

تشمل دراسات المشروع كافة العناصر الإنشائية في الأبنية المختلفة من حيث دراسة مواقع الأعمدة وتحديد أنواع العناصر الإنشائية الحاملة وكذلك تحليل وتصميم كافة العناصر الإنشائية من أساسات وجدران قص وأعمدة وعقدات ، وتجهيز المخططات التنفيذية الكاملة للمباشرة بالعمل.

1 – 3 الهدف من المشروع :

يمكن حصر الأهداف الرئيسية المنشود تحقيقها من خلال هذا المشروع في عدد من النقاط وهي:

1. توفير التصميم الإنشائي المتكامل لمختلف العناصر والمباني الموجودة في ضاحية إسكان المعلمين سواء كانت هذه المباني هي مباني مرافق عامة او مباني سكنية، بحيث يتم القيام بتجهيز مختلف المخططات الإنشائية لجميع أنواع العناصر الإنشائية في الضاحية.
2. العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل.
3. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتـــصميم لمختلـــف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

1 – 4 أسباب اختيار المشروع:

1. اكتساب المهارة و القدرة و ذلك بالقيام بتصميم مباني عديـــدة و متنوعـــة الأغـــراض، فضاحية إسكان موظفي التربية و التعليم لا تشمل مباني سكنية فقط، بل أنها تحوي أيضا مسجدا و محلات تجارية و حضانة و روضة أطفال وصالة رياضية...
2. معرفة كافة التفاصيل الإنشائية للمباني والحلول الممكنة لها.
3. ازدياد الطلب في السنوات الأخيرة من قبل الجمعيات و الاتحادات و منها جمعية موظفي التربية و التعليم على بناء الضواحي السكنية و ذلك لدعم أفرادها و توفير أفضل مستوى معيشة لهم.

1 – 5 نطاق المشروع (حدود المشروع):

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا.

1 – 6 محتوى المشروع (مراحل الدراسة):

يمكن إجمال مراحل دراسة المشروع في الخطوات التالية و المبينة في الشكل (1–2) في الصفحة التالية:

1. الدراسة الدقيقة لمختلف المخططات المعمارية الموجودة في ضاحية إسكان المعلمين كل منها لوحده.
2. في حالة الحاجة القصوى إلى إجراء أي تعديل معماري بعد دراسة المخططات المعمارية سوف تتم عملية مراجعة المصمم المعماري للضاحية و مشاورته في أي تعديل يراد ادخاله على المخططات، و أيضا في حال وجود نقص في أي مخططات معمارية سنقوم برسمها.

3. العمل على دراسة كل نموذج من نماذج المباني الموجودة في الضاحية وتحديد العناصر الإنشائية التي يحتويها كل نموذج.
4. تحديد كافة أنواع الأحمال لكل مبنى على حدة، من أحمال ميتة أو أحمال حية أو أحمال بيئة، حيث أن قيم هذه الأحمال تعتمد بشكل أساسي على نوع المبنى المراد إنشائه.
5. القيام بعملية التحليل الإنشائي لكل عنصر من العناصر الإنشائية الموجودة في كل مبنى.
6. القيام بعملية التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية بحيث يتم التقيد بالمتطلبات العلمية و الهندسية في هذا المجال.
7. القيام بعملية التأكد من صحة ومنطقية حلول التصميم التي تم التوصل إليها.
8. القيام بتجهيز المخططات الإنشائية لجميع المباني على تنوعها.

الشكل (1-2):خطوات و مراحل العمل بالمشروع

1-7 محتويات المشروع :

الفصل الأول:

مقدمة عامة عن المشروع.

الفصل الثاني:

الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث:

الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال، و الوصف الوظيفي لهذه العناصر.

الفصل الرابع:

التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية من عقـدات وأعمـدة وأعـصاب وأساسـات وجدران قص وغيرها .

الفصل الخامس:

النتائج والتوصيات.

الفصل السادس:

ملاحق المخططات المعمارية و الإنشائية.

8-1 المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع:

يبين الجدول رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل.

الجدول (1-1): المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع

مراحل العمل المشروع	2006		2007				
	11	12	1	2	3	4	5
دراسة المخططات المعمارية للمباني							
إجراء أية تعديلات لازمة على المخططات بمشاورة المهندس المعماري المصمم							
تحديد العناصر الإنشائية في مباني الضاحية بشكلها النهائي							
التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية في المباني							
التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية وفق المتطلبات العلمية و الهندسية							
تجهيز المخططات الإنشائية بشكلها النهائي لجميع المباني على تنوعها							
كتابة نتائج و توصيات المشروع							
كتابة التقرير النهائي							

الفصل الأول

المقدمـــــــــة

1-1 مقدمة

2-1 مشكلة المشروع

3-1 الهدف من المشروع

4-1 أسباب اختيار المشروع

5-1 نطاق و حدود المشروع

6-1 محتوى المشروع (مراحل الدراسة)

7-1 محتويات المشروع

8-1 المخطط الزمني لمراحل العمل

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2-1 لمحة عامة عن المشروع:

تقوم فكرة المشروع على أساس التصميم الإنشائي لمباني ضاحية إسكان موظفي التربيـــة و التعليم في محافظة الخليل، تعد هذه الضاحية بمثابة مدينة صغيرة فهي تحتوي علـــى ثلاثـــة مداخل مستقلة عن بعضها توصل إلى ستة و ثمانين مبنى سكنيا تتخذ أربعة نماذج معماريـــة مختلفة عن بعضها، و يتوسط الضاحية مبان عامة كالمسجد الذي خصـــصت فيـــه بعـــض الأجزاء لخدمة السكان فمثلا خصص جزء منه كعيادة طبية و جزء آخر خصص كمـــصلى للنساء و جزء آخر خصص كمقر لأعضاء و ممثلي جمعيـــة إســـكان المـــوظفين، و تـــضم الضاحية أيضا روضة للأطفال و صالة رياضة عامة، بالإضافة إلى المنطقة العامـــة التـــي تحوي بركة سباحة و حدائق عامة و ساحات خضراء. و إنّ توفر ثلاثـــة مـــداخل مـــستقلة للضاحية يتيح إمكانية الوصول السهل إلى أي منطقة فيها. و لقد صممت الوحدات الـــسكنية على النظام الشطرنجي مع مراعاة طبوغرافية الأرض المائلة المكونة من جبلـــين متقـــابلين يتوسطها واد و هذه التصميم يتميز بسهولة الحركة و سهولة التنقل بين أجزاءه المختلفة. و قد

ركّز مصممو الضاحية على المنطقة العامة فيها و هي منطقة خـضراء تقـع فـي الـوادي المتوسط للجبلين و موقعها المتوسط هذا يتيح لأي ساكن فرصة الوصول السهل إليهـا أمـا كونها منخفضة فهذا يتيح لكل ساكن إمكانية مشاهدتها من موقعه في الضاحية.

2-2 المشروع المقترح:

المشروع المقترح هو دراسة تحليلية و تصميمية للعناصر الإنـشائية فـي جميـع المبـاني الموجودة في ضاحية إسكان موظفي التربية و التعليم. حصلنا على المخططات المعمارية من مكتب العرين الهندسي في مدينة الخليل. و هو المكتب الذي أحالت عليـه الجمعيـة عطـاء تصميم الضاحية، وقد تمت الموافقة على المشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين.

سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمـال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذيـة لجميـع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمباني.

2-3 موقع المشروع:

تقع قطعة الأرض التي سوف يتم بناء المشروع عليها في منطقة فرش الهـــوا/واد عزيـــز – المنطرة. و الأرض التي سيتم إنشاء الضاحية السكنية عليها تتميز بطبيعتها الجبلية الـــصعبة حيث أنها تقع على منحدرين متقابلين يفصل بينهما واد مما يتطلب اخذ كميات الحفر والـــردم في المشروع بأهمية خاصة جدا وذلك حتى يتم استغلال ما يتم حفره في الردم اللازم. وتبلغ مساحة الأرض التي سيتم إنشاء المشروع عليها ما يقارب ستة و ســـتون دونمـــا، و يظهـــر الشكل (2-1) جزء من الأراضي التي سيقام عليها المشروع.

الشكل (2-1): جزء من الأراضي التي سيقام عليها المشروع

2-3-1 أهمية الموقع:

- ابتعاد الأراضي المخصصة لمباني الضاحية و مرافقها عن مركز المدينة، و هذا لا يعني فقط ابتعادها عن مركز و ضوضاء شوارع المدينة إنما يعني أيضا سهولة و عدم اكتظاظ الشوارع الموصلة إليها و هذا يعني سرعة الوصول إليها و إن كانت على طرف المدينة.
- بعد الموقع عن المدينة جعل شراء الأراضي عملية سهلة بالنسبة لممثلي الجمعية فتمكنوا من شراء قطع الأراضي المتلاصقة مع بعضها من أكثر من مالك و تخصيصها للبناء، و كون الموقع بعيد أيضا جعل هذا الأراضي ملائمة و مناسبة في السعر بالنسبة لطبقة الموظفين، و كله أتاح مساحات أكبر للسكن و بالتالي رفاهية أكثر إذ يمّكن من توفير الحدائق العامة و المنتزهات ضمن أراضي المشروع.

2- 4 توزيع عناصر المشروع:

يتكون المشروع المقترح من العناصر التالية:

2-4-1 المباني السكنية:

صممت المباني السكنية البالغ عددها 86 مبنى بأربعة أشكال معمارية مختلفة (A, B, C, D) يلائم كل منها قطعة الأرض التي يقع عليها و التي تقدر لكل شكل بحوالي 140 – 160 م^2.

و يتكون كل شكل أو نموذج من طابق تسوية و طابق أرضي و طابق أول و طـــابق روف. النموذج A هو أكثر النماذج تكرارا حيث يشكل ما نسبته 69% من النماذج الكلية إذ يتكـــرر 59 مرة. أما النموذج B المشكل حوالي 21% من النماذج الكلية يتكرر 18 مرة، و يـــشكل النموذج C و المكرر 7 مرات حوالي 8% من النماذج، و أخيرا يشكل النموذج D المكـــرر مرتين فقط حوالي 2% من النماذج الكلية.

هذه النماذج على اختلاف تصميمها المعماري جاءت مستوفية لجميع متطلبات الأســـرة مـــن حيث عدد الغرف و مواقعها وسهولة الحركة و الانتقال من فراغ إلى آخر و من طابق إلـــى آخر. وجاءت مناسبة للأرض شديدة الانحدار، حيث تم لتجنب عملية الحفر أو الردم اتخـــاذ إجراءات في عملية التصميم المعماري تقلل من تكلفة البناء وتستغل الطمم في عملية البنـــاء للوصول إلى المواصفات المطلوبة بأقل الأسعار وأنسب التكاليف، و ذلـــك يلاحـــظ بلجـــوء المهندس المعماري المصمم إلى طابق التسوية كحل جيد و أمثل لمشكلة اختلاف المناســـيب واستغلال هذا الطابق لتوفير بئر الماء بالغ الأهمية في بلادنا بسبب شح المياه وعدم توفرهـــا بشكل دائم و وفّر فيه أيضا مرآبا للسيارة.

2-4-1-1 المساقط الأفقية للأبنية السكنية:

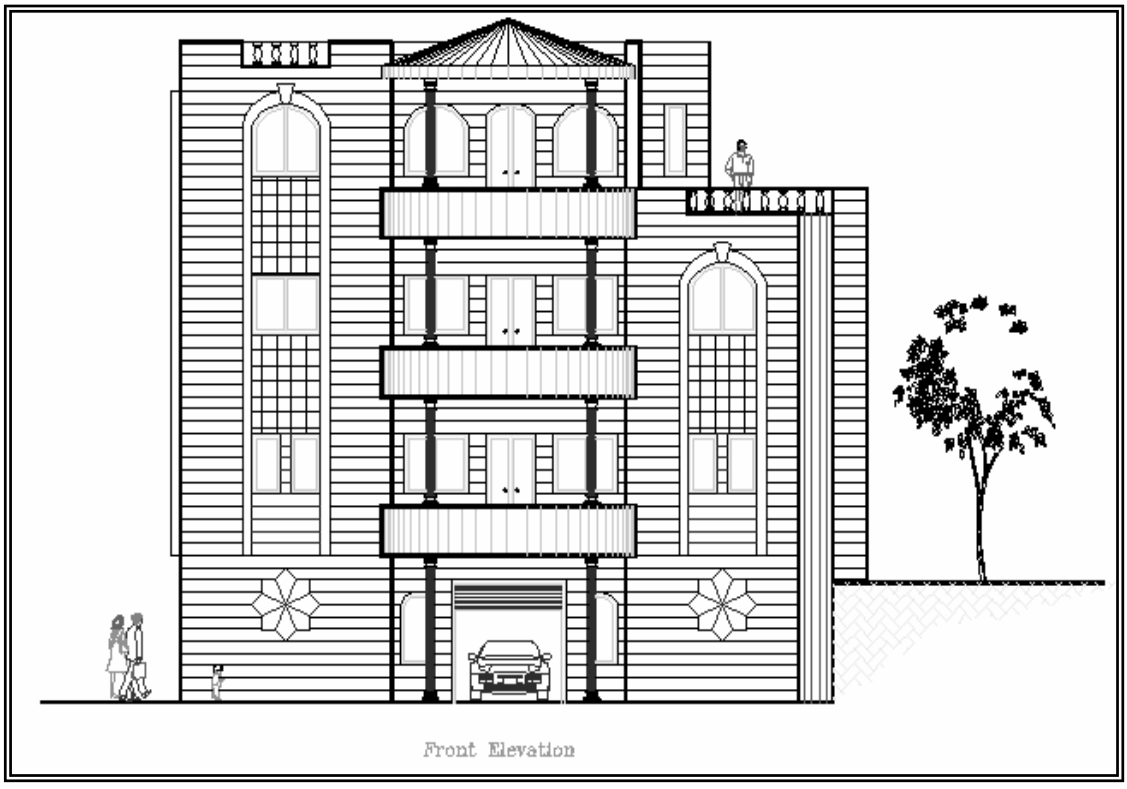
تقسيم و توزيع الفراغات الداخلية في الأبنية السكنية يكاد يكون متشابها، ففي جميع النماذج تكوّن طابق التسوية من بئر ماء و كراج للسيارة. و تم في النموذجين A و C المشكلان أكثر من 77% من الأبنية الكلية ربط طابق التسوية بالطابق الأرضي بواسطة درج داخلي ينفذ إلى مطلع الدرج في المبنى الذي بالطبع أيضا يمكن الدخول إليه من الخارج، أما النموذجين B و D فيتم الدخول إليهما من درج خارجي ينفذ إلى مطلع الدرج. الطابق الأرضي في جميع النماذج له مدخل واحد من مطلع الدرج يؤدي مباشرة إلى فراغ كبير هو عبارة عن غرفة معيشة و طعام متصلة بمطبخ، تطل غرفة المعيشة على برندة واسعة لتوفير الإضاءة اللازمة، و غرفة الصالون جاء موقعها مناسبا و متوافقا مع بيوتنا كونها تحتل مكانا خاصا بها يفصلها عن باقي الفراغات في المنزل ولها دورة مياه خاصة بها، يحتوي الطابق أيضا على ثلاثة غرف نوم مع حمام واحد يتوسطها. و بالنسبة للطابق الأول فهو مماثل تماما للطابق الأرضي و مرتبط به من خلال مطلع الدرج الخاص بالمبنى. أما الطابق الأخير و هو طابق الروف فيتكون من غرفة معيشة و غرفة طعام و مطبخ و برندة بنفس الطريقة السابق ذكرها بالإضافة إلى غرفة نوم وحمام، و في النموذجين A و C يتبع الغرف السابقة تراس صغير المساحة و آخر ذو مساحة واسعة نسبيا يمكن استعماله بمثابة سطح للمنزل، و في النموذجين B و D يتوفر تراس واحد فقط واسع المساحة كسطح للمنزل.

2-1-4-2 واجهات الأبنية السكنية:

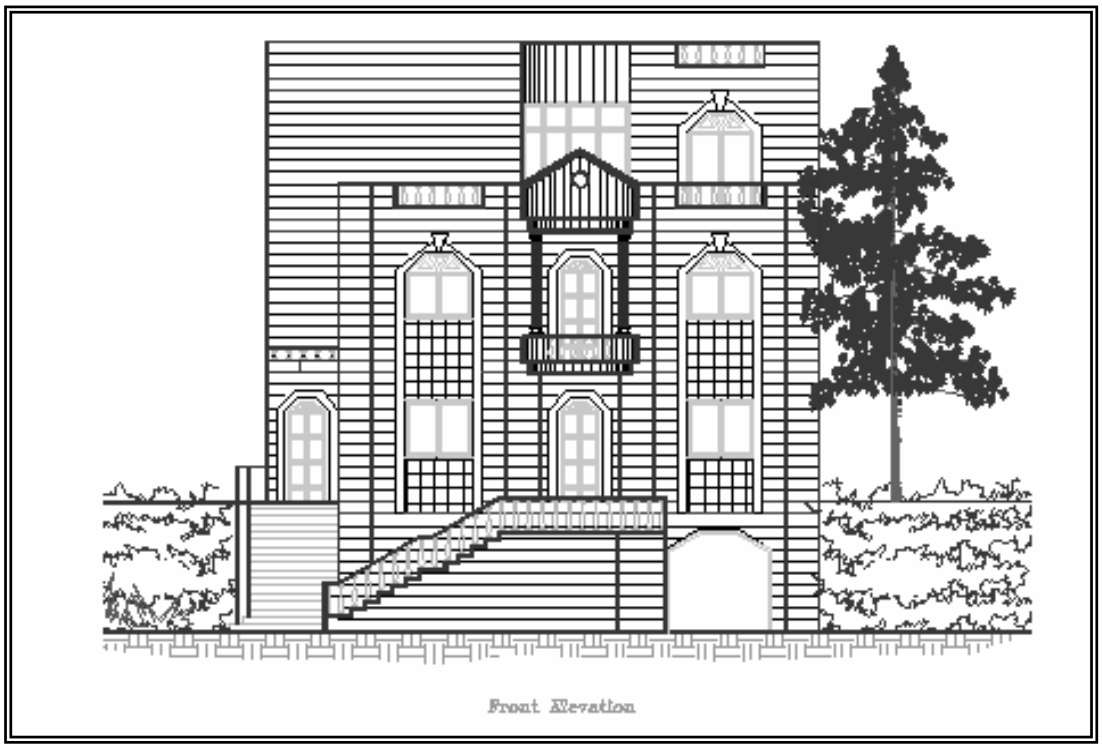
واجهات المباني هي من أهم الأمور التي تعكس جمال المبنى الخارجي و بالتالي تعكس قدرة المهندس المعماري، ويهتم المهندسون بإبراز مهاراتهم وإبداعاتهم من خلال واجهات مبانيهم واستحداث أساليب وأنماط متنوعة تظهر جمالها وتميزها عن غيرها. ومن ميزات الضواحي السكنية أن واجهات مبانيها متشابهة و متناسقة مع بعضها البعض – و أحيانا متماثلة – لتمييزها وإعطائها صورة معمارية جميلة و منتظمة.

لقد تم استخدام الحجر بأشكاله المختلفة في تلبيس واجهات المباني السكنية في الضاحية، ونلاحظ و لجميع النماذج إتباع الشكل الدائري في البرندات الذي أعطى تنوعاً وعدم انتظام في الكتل مما أضفى مزيداً من الجمال على الأبنية، واستخدمت الأعمدة الحجرية الدائرية في البرندات بطريقة ملائمة للشكل العام للمبنى، كما هو مبين في الشكل (2-2) في الصفحة التالية الذي يبين الواجهة الأمامية للنموذج A. كما نلاحظ تنوع أشكال النوافذ فتختلف من مكان إلى أخر فنرى النوافذ الطولية ذات الأقواس في طابق التسوية و النوافذ الطولية المستطيلة في الطابق الأرضي والنوافذ العريضة مستطيلة الشكل في الطابق الأول والنوافذ العريضة ذات الأقواس في الطابق الأخير – طابق الروف – ونرى استخدام إطار (برواز) واحد مشترك للنوافذ التي تقع فوق بعضها بشكل طولي واستخدام شكل مختلف من الحجر

يتميز عن باقي الحجر ليعطي منظراً جميلاً ومتميزاً ، كما نلاحظ استخدام درابزين حجر في تصوينة الروف بشكل يتلاءم مع الواجهة ، بالإضافة إلى استخدام القرميد فوق البرندة بشكل دائري يتلاءم مع الشكل الدائري للبرندة، أما الأبواب الخارجية فهي أبواب حديدية مستطيلة الشكل. و يمكن ملاحظة الحركات المعمارية سابقة الذكر أيضا في الشكل (2-3) صفحة 18 الذي يظهر الواجهة الأمامية للنموذج B.



الشكل (2-2): الواجهة الأمامية للنموذج A



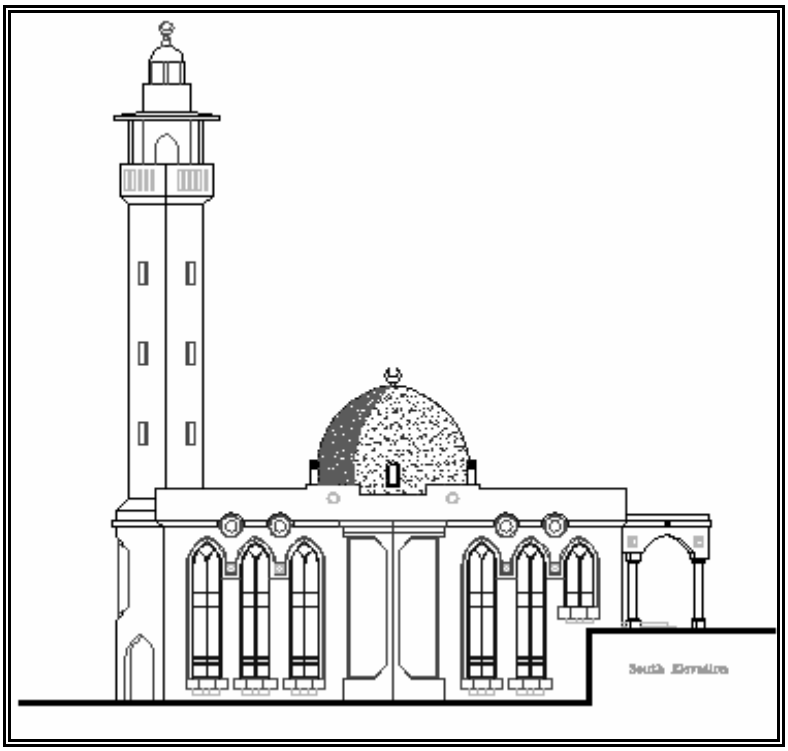
الشكل (2-3): الواجهة الأمامية للنموذج B

2-4-2 المسجد:

اتبع المسجد الواقع في المنطقة العامة من الضاحية ذو الشكل الرباعي الطراز العباسي في تصميمه، و هذا بدا ظاهرا في قبته و مئذنته و تكوين شبابيكه و فتحاته كما يبين الشكل (2-4). هذا المسجد مكون من طابقين: طابق تسوية، و طابق أرضي بمساحة طابقيه لكل منهما تقدر بحوالي 420م^2.

بالنسبة لطابق التسوية فهو يحوي عيادة طبية تضم غرفة طبيب و غرفة ممرضـــة، و هـــذه العيادة تعتبر الوحيدة في المنطقة المحيطة بها، و يحوي الطـــابق أيـــضا مكـــان مخـــصص لاجتماع ممثلي و أعضاء جمعية إسكان موظفي التربية و التعليم، و يحتل الفراغ الأكبر مـــن هذا الطابق مكان مخصص لصلاة النساء يتسع ل 100 فرد.

أما بالنسبة للطابق الأرضي – الثاني – فيحوي مصلى الرجال و المحراب، و يتسع لم 200 شخص، و بذلك يكون المسجد قد صمم ليغطي حوالي 100 وحدة سكنية أي انه غطّى كافـــة مباني الضاحية.



الشكل (2-4): الواجهة الشمالية للمسجد

3-4-2 الروضة و الصالة الرياضية:

يضم هذا المبنى في طابقه الأرضي روضة للأطفال، و في طابقه الأول يضم صالة لـــبعض الألعاب الرياضية.

2-4-3-1 الروضة:

بات من الضروري أن تحتوي كل ضاحية سكنية على روضة أطفال وذلك لتفضيل و رغبـــة الأهالي بأن يبقى أبنائهم و أطفالهم بالقرب منهم. و لذلك فإن المتطلبات المعمارية فـــي مثـــل هذه المباني تختلف عنها في المباني الأخرى، فالاحتياجات مختلفة كليا ســـواء مـــن حيـــث المساحات اللازمة لمختلف النشاطات أو طبيعة فرشها، وعلى المصمم المعماري أن يأخـــذ جميع هذه الأمور بعين الاعتبار.

ويلاحظ أن الروضة هنا صممت بمسقط أفقي غريب نوعا ما ويعود السبب فـــي ذلـــك إلـــى تصميم صالة الألعاب الرياضية في الطابق الذي يعلوها. و هذا التصميم بشكله السداسي الذي يشبه خلايا النحل وفر سهولة في الحركة داخل المبنى. ويتضح من المسقط أن غرفة الإدارة تأتي في موقع ملائم و قريب لموقع المدخل وبجوارها كل من غرفة المطبخ والطعام الأمـــر الذي يضمن إشراف الطاقم الإداري على مختلف الفعاليات للأطفال، و أيضا هـــذه الغـــرف

– غرف الإدارة – تأتي مقابل كل من الصف التمهيدي والبستان. كما تحتوي الروضة علـــى صالة العاب داخلية تتوسط البناء بحيث تعمل كموزع بالإضافة إلى كونها صالة العاب.

2-4-3-2 الصالة الرياضية:

تقع الصالة الرياضية في الطابق الأول فوق روضة الأطفال و صممت لتفي ببعض الأنشطة الرياضية التي يقوم بها بعض السكان و التي لا تحتاج إلى مساحات واسعة و يتم ممارستها بقاعات داخلية، لذلك نلاحظ صغر حجم الصالة إذا ما قورنت بالأبعاد القياسية و المعهودة لصالات الرياضة. و نلاحظ الشكل المعماري الجميل للمسقط الأفقي والذي يتكون من أشكال سداسية تشبه في مجموعها خلية النحل كما ذكرنا سابقا، وللصالة مدخلين منفصلين عن بعضهما: الأول خارجي و الآخر داخلي عبر مطلع الدرج، و تتكون الصالة الرياضية من غرفة مدير وغرفة الألعاب الرياضية و حمام.

أما بالنسبة للواجهات فنلاحظ الشكل الجميل والالتزام بالواجهات الحجرية واستخدام أشكالاً متعددة من الحجر رغم التقيد بشكل موحد للنوافذ وهو الشكل الطولي مع إطار واحد لكل نافذتين متجاورتين بالإضافة إلى الأعمدة الحجرية الدائرية والقرميد اللذان زادا من جمال المدخل الرئيسي للصالة وللروضة بشكل عام، واستخدام الأبواب ذات الأقواس لتضيف شيئا من التنوع في الأشكال.

4-4-2 المحلات التجارية:

أصبح توفير المحلات التجارية في الضواحي السكنية البعيدة عن مراكز المدن أمرًا بالغا في الأهمية، حتى أنه يكاد يكون شرطاً أساسياً من شروط عملية التصميم المعماري لأي ضاحية سكنية. لذلك زاد اهتمام المعماريين بتصميم مراكز تجارية أو محلات تجارية حسب حاجة الضاحية السكنية وعدد السكان فيها، فأصبح لها مواصفات وشروط محددة لتتلاءم مع الغاية التي أنشئت من اجلها؛ كأن تكون في مكان واسع وبعيد عن المنازل السكنية و متوسطة أيضا في موقعها، بالإضافة إلى ضرورة وجود موقف سيارات بالقرب منها، و أن تكون قريبة من الشارع وفي مكان واضح وسهل الوصول لتسهيل عملية الشراء.

تم تصميم 4 محلات تجارية متجاورة بمساحات مختلفة لكي تفي بكافة المتطلبات الرئيسية لسكان الضاحية، مساحة البناء لهذه المحلات تقدر بـ 215 م^2 و مساحة طابقيه 333 م^2، ويتكون كل محل من طابق تسوية وطابق أرضي مزود بسدة، و تطل المحلات التجارية على شارع داخلي وبالقرب من موقف سيارات صغير، و تقع في مكان منفصل بعيد عن المنطقة السكنية وفي موقع مناسب سهل الوصول.

أما بالنسبة إلى الواجهات فقد تم استخدام نوعين من الحجر، لإضافة شكل معماري متجانس، كما يلاحظ استخدام الشكل الدائري لإبراز الواجهة والـــشبابيك المربعـــة صـــغيرة الحجـــم، والأبواب الكبيرة التقليدية الشائعة الاستعمال في المحلات التجارية.

5-4-2 جسر المركبات:

استخدم الجسر في هذا المشروع كحل للتعامل مع طبيعة الأرض المنحدرة حيث أن المباني السكنية أقيمت على منحدرين متقابلين فكان من الضروري التوصل إلى طريقة لربط هذين المنحدرين ببعضهما البعض. و وجد أن أفضل الحلول لهذه المشكلة هو القيام بعمل جسر يرتكز على أعمدة بحيث يقوم هذا الجسر بربط جانبي المنحدرين ببعضهما البعض.

وقد صمم هذا الجسر بحيث يعطي منظرا جميلا لهذه الضاحية وحيث أن هذه الفكـــرة غيـــر شائعة في مدينة الخليل، وبالتالي فقد جمع الجسر بين الحل لمشكله معمارية وبـــين الطـــراز المعماري الجديد مما سيضفي جمالا إضافيا و مميزا للضاحية.

ويبلغ طول الجسر 40 م بعرض مقداره 12م و يرتفع عن الارض 9 أمتار.

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2-1 لمحة عامة عن المشروع

2-2 المشروع المقترح

2-3 موقع المشروع

2-4 توزيع عناصر المشروع

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

3-1 مقدمة:

إن عملية التصميم الإنشائي لأي منشأ هي عملية متكاملة غير قابلة للتجزئة، فبعد الانتهاء من مرحلة الوصف المعماري للعناصر والمباني الموجودة في الضاحية ننتقل إلى مرحلة دراسة العناصر الإنشائية الموجودة في مختلف المباني من اجل تحديد النظام الإنشائي الأمثل لكل مبنى من المباني الموجودة في هذه الضاحية بهدف القيام بتصميم العناصر الإنشائية المختلفة لكل مبنى.

في هذه الفصل نجري دراسة للعناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة وجسور وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية، كما سيتم أيضا تحديد قيم الأحمال المختلفة على كل عنصر من هذه العناصر و نوع هذه الأحمال من أحمال ميتة أو أحمال حية أو أحمال بيئية أخرى

بحسب العنصر الإنشائي. كل ذلك وفقا للمتطلبات و المقاييس و المواصفات القياسية التي سنذكرها لاحقا.

3-2 هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل و متزن وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه، بحيث يلبي المنشأ متطلبات و رغبات المستخدمين، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- عامل الأمان (Safety factor): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة الاقتصادية (Economy): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض التي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Servic1eability): من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3-3 الأحمال:

وهي مجموعة القوى التي يخضع المنشأ لها. إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمـــال، و هذه يجب حسابها بدقة عالية لأن أي خطأ في عملية حسابها ينعكس سلباً علـــى التـــصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة، و يمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ بأحمال رئيسية مباشرة و أحمال ثانوية غير مباشرة كما سيأتي.

1-3-3 الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) و منها[8] :

أ- الأحمال الميتة (Dead loads – D.L.).

ب- الأحمال الحية (Live Loads – L.L.): و هي الأحمال الناتجـــة مـــن طبيعـــة الاستخدام لهذه المباني و حملها بالسكان و الأثاث المتنوع.

ت- الأحمال البيئية مثل أحمال الرياح و الزلازل و الثلوج و غيرها.

الأحمال السابقة يتم أخذها بالاعتبار خلال عملية التصميم الإنشائي للمبنى و هي موضحة كما سيأتي في الأسفل.

1-1-3-3 الأحمال الميتة:

وهي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية و هي ثابتة من حيث المقدار و الموقع ولا تتغير بزيادة عمر المبنى، و هي نتيجة لوزن العناصر الإنشائية المختلفة و أوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع و الحوائط، و يضاف لها وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم.

حساب وتقدير الأحمال الميتة يتم من خلال معرفة أبعاد العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيعها؛ و هي تشمل في أغلب الأحيان على: الخرسانة العادية، و الخرسانة المسلحة، و القصارة، و الطوب، و البلاط، و مواد التشطيبات، و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، و هناك أيضاً أنابيب التمديدات بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى. يبين الجدول (3-1) الكثافات النوعية لأبرز المواد المستخدمة في عملية البناء.

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في البناء[2]

No.	Material	Quality density (Kg/ m^3)
1	Tile	2200
2	Sand	1640
3	Reinforced concrete	2500
4	Block	1000
5	Plaster	2200
6	Partition	125 Kg/m^2

3-1-3-2 الأحمال الحية:

تشمل الأحمال الحية تلك الأحمال متغيرة القيمة بتغير موقع و استخدام المبنى، و يمكن لهذه الأحمال أن تتواجد أو لا بحسب طبيعة المنشأ، و تحوي هذه الأحمال كل من الأشخاص، و الأثاث، و الأجهزة، و المعدات، و المواد المخزنة و غيرها، و من الممكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع استخدام المبنى من الجداول المعدة لهذا الغرض.

قيم الأحمال الحية للأرضيات و العقدات في هذا المشروع سيتم الحصول عليها من كودات البناء الوطني الأردني – كودة الأحمال و القوى – لسنة 1990 الصادر عن مجلس البناء الوطني الأردني، و يبين الجدول (3–2) في الصفحة التالية بعض قيم الأحمال الحية للأرضيات و العقدات بحسب استخدام المبنى.

3-1-3-3 الأحمال البيئية:

تضم هذه الأحمال أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع، و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، و ارتفاع المبنى، و أهميته بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع.

جدول(3-2) الأحمال الحية لعناصر المبنى[2]

رقم	نوع المبنى	الحمل الحي (KN/m^2)
1	المنازل و البيوت و الشقق السكنية	2.0
2	القاعات العامة و قاعات التجمع	4.0
3	المساجد و قاعات الصلاة	5.0
4	رياض الأطفال	4.0
5	غرف المطالعة في المكتبات مع مستودع كتب	4.0
6	صالات الرياضة الداخلية	5.0
7	عيادات طبية عامة	2.0
8	المتاجر و الدكاكين و المعارض التجارية	4.0

أ- **أحمال الرياح:**

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، و تحديد أحمال الرياح يعتمد على سرعتها التي تسجل من قبل دائرة الأرصاد الجوية. و هذه الأحمال تكون متغيرة في الاتجاه و تعتمد على المساحة التي تواجهها في المبنى. و هي متغيرة بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و متغيرات أخرى، و سيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية.

ب- **أحمال الثلوج :**

أحمال الثلوج يمكن حسابها لأي مبنى من خلال معرفة الارتفاع لمنطقة المبنى عن سطح البحر، و من ثم استخدام معادلات تعتمد على هذا الارتفاع. هذه المعادلات تم أخذها من الكود الأردني و هي موضحة في الجدول (3-3) أدناه.

الجدول (3-3): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر[2]

الارتفاع عن سطح البحر (h) (m)	أحمال الثلوج (kN /m²)
h < 250	0
250 < h< 500	(h-250) /1000
500 < h< 1500	(h-400) / 400
1500 < h < 2500	(h – 812.5)/ 250

و استناداً إلى المعادلات في الجدول، و بافتراض أن ارتفاع المنطقة عن سطح البحر يساوي (980 م) يتم حساب حمل الثلج كالآتي:

$SL = (h - 400) / 400$

$= (980 - 400) / 400$

$= 1.45\ KN / m^2$

ت- أحمال الزلازل:

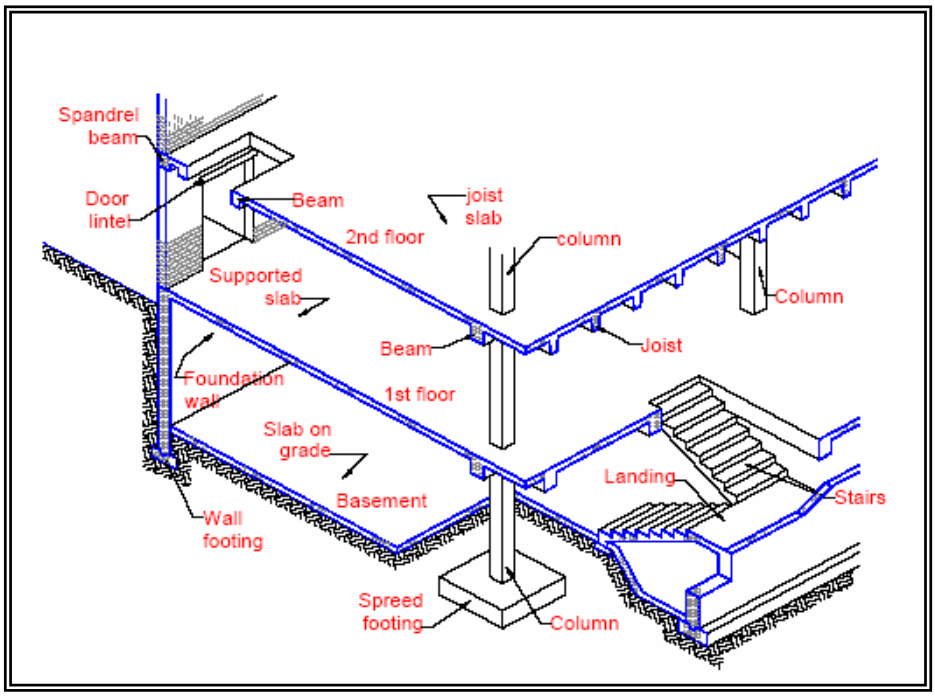
أحمال الزلازل أحمال رأسية و أفقية تؤثر على المنشأ، و تؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي، و أما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ، و سيتم استخدام الكود الأردني لحساب القوى الناتجة عن الزلازل .

3-3-2 الأحمال الثانوية - غير المباشرة - (Secondary Loads) [8]:

و تشتمل على أحمال انكماش الجفاف للخرسانة، و التأثير الحراري، و الزحف و الهبوط لتربة الأساس، و يمكن أخذ هذه الأحمال في حال وجودها بعين الاعتبار بتوفير فواصل تمدد في المبنى.

3-4 العناصر الإنشائية:

تتكون هياكل المباني الخرسانية من مجموعة أعضاء إنشائية مختلفة (Different Structural Elements) و التي ترتبط مع بعضها لتقاوم الأحمال الموضوعة على المبنى. فمثلا : في الشكل (3-1) :



شكل (3-1) العناصر الإنشائية المتنوعة للمنشآت الخرسانية[8]

- أرضية الطابق الأول للمبنى الموضح عبارة عن سقف مصمت (Solid Slab) وجسور (Beams) حيث أن بحور السقف (Slab Spans) تتحد بالجسور والتي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأعمدة (Columns). وبالتالي تنتقل أحمال الأعمدة إلى الأساسات (وفي هذا المثال الأساسات عبارة عن قواعد منفصلة (footings Spread)).

- أرضية الطابق الثاني للمبنى عبارة عن سقف خرساني ذو أعصاب (Joist-Slab)، الأحمال المؤثرة عليه تنتقل من خلال السقف و الأعصاب لتعطي ردود أفعال على الجسور حيث تقوم الأخيرة بنقل هذه الأحمال إلى الأعمدة ومن ثم إلى الأساسات.

و في مثل هذا الطابق تقوم بلاطة السقف بوظيفتين:

الأولى: أنها تنقل الأحمال المؤثرة عليها إلى الأعصاب (Joists).

الثانية : أنها تستعمل العتبة المُشَفَّهة (Flange) للأعصاب و التي تعمل في هذه الحالة كجسر ثانوي على شكل حرف (T) و التي تنقل الحمل إلى الجسور المتعامدة مع الأعصاب .

و في النهاية تقوم الأساسات بتوزيع الأحمال على مساحة كافية من التربة حتى لا يوجـــد أي تحميل زائد على تلك التربة.

من المثال السابق يتضح أن المباني تتكون من مجموعة رئيسة من الأعضاء الإنشائية، و هذه الأعضاء يمكن تلخيصها في الآتي:

3-4-1 العقدات:

العقدات عناصر إنشائية تقوم بنقل الأحمال العمودية إلى الجدران والأعمدة، توجـــد أنـــواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات – البلاطات – الخرسانية المسلحة، منها ما يلي:

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs)، و هي إما ذات اتجاه واحد أو اثنين في التحميل.
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs). و هي كالمصمتة إما ذات اتجاه واحد أو اثنين في التحميل.

3. البلاطات المصمتة ذات الأعصاب (Waffle Slabs).
4. البلاطات المسطّحة (Flat Slabs).
5. البلاطات سابقة التجهيز (Pre-cast Slabs).

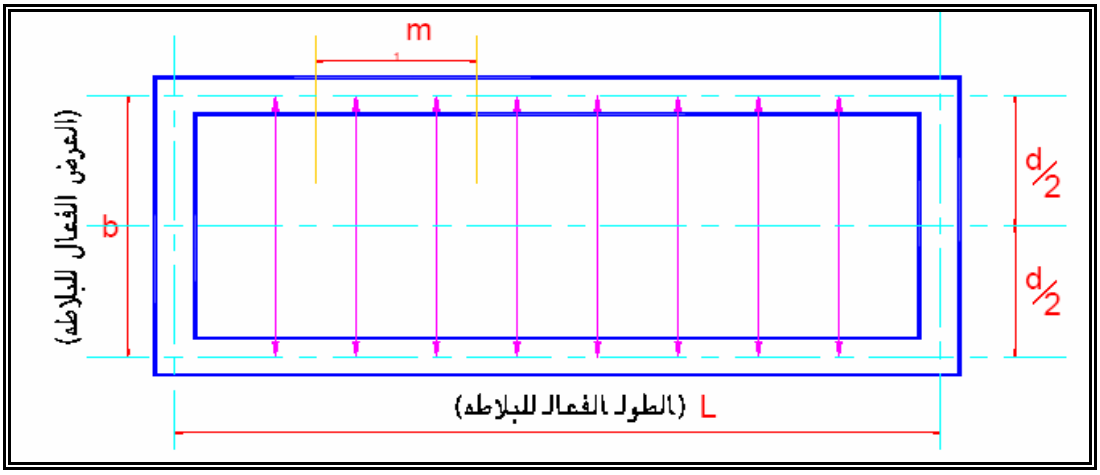
و نظرا لتنوع المتطلبات المعمارية في أبنية الضاحية سواء الأبنية السكنية أو الأبنية العامة فإنه من المرشح أن نستخدم الأنواع التالية من العقدات و ذلك حسب ما نجده أكثر ملائمة عند عمل التصاميم الإنشائية.

1. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد و ذات الاتجاهين (One way and two way solid slabs)
2. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد و ذات الاتجاهين (One way and two way ribbed slabs)

3-4-1-1 العقدات المصمتة (Solid Slabs)[8] :

ينقسم هذا النوع من البلاطات كما ذكر سابقا إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، و بلاطات مصمتة ذات اتجاهين. و من ميزات البلاطات المصمتة بأن لها كفاءة أعلى من البلاطات المفرغة في حالة العقدات التي تتعرض لقوى مركزة، و كذلك لها مقدرة أعلى على مقاومة الهبوط.

يوضح الشكل (3-2) طريقة توزيع الأحمال لعقدة مصمتة ذات اتجاه واحد حيث تتوزع الأحمال كما تشير إليها الأسهم في الشكل.



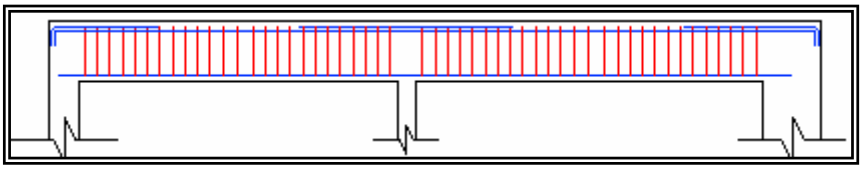
شكل (3-2): بلاطة مصمتة ذات اتجاه واحد

3-4-1-2 عقدات العصب (Ribbed slabs):

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة، و تستخدم لبحور بين الأعمدة أطوالها تتراوح بين 5 أمتار إلى 7 أمتار. و هي كما ذكر سابقا أيضا بنوعين: عقدات عصب ذات اتجاه واحد، و عقدات عصب ذات اتجاهين.

2-4-3 الجسور:

الجسور عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمـــدة، و هي نوعين: جسور مسحورة – أي مخفية داخل العقدات – و الجـــسور الـــساقطة (المـــدلّاة) (Dropped beams) و هي التي تبرز عن العقدة إلى الأسفل. يبين الـــشكل (3–3) مقطـــع طولي في جسر.

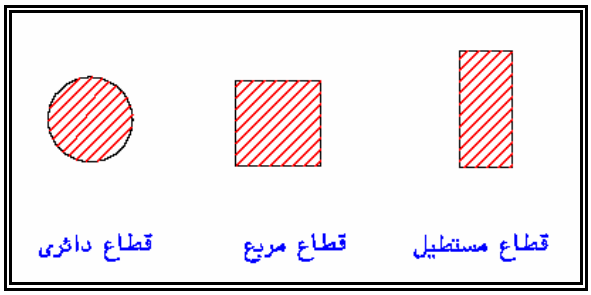


شكل (3–3): مقطع طولي في جسر

3-4-3 الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، و بذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى و يجب تـــصميمها بحيـــث تكـــون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها. و أما بالنسبة إلى الأعمدة المـــستخدمة فـــي مباني الضاحية فهي متنوعة من حيث الطول و شكل المقطع؛ فهناك الأعمدة الطويلة دائريـــة المقطع التي قد يصل طول الواحد منها 5.5 م كما في أعمدة المسجد، بالإضافة إلى الأعمدة

القصيرة مربعة أو مستطيلة المقطع كما في أعمدة المباني السكنية. و يبـــين الـــشكل (3-4) أشكال مقاطع مختلفة للأعمدة.



شكل (3-4) مقاطع الأعمدة

4-4-3 الجدران الحاملة (جدران القص):

هي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الزلازل. و هذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديـــد حتـــى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. و تتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، و الجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولـــة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ مثل القوى الأفقية الناشئة عن الزلازل، و يجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بـــين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكـــن. و

أن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثـــاره علـــى جـــدران المبنـــى المقاومة للقوى الأفقية.

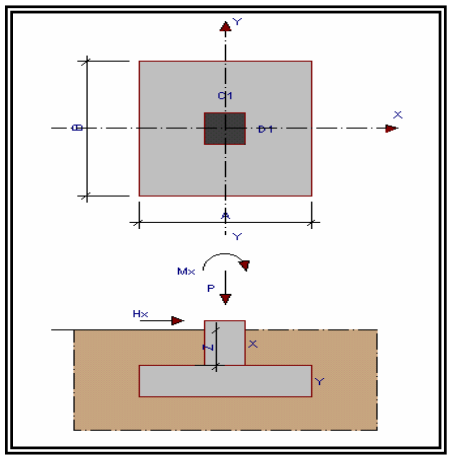
5-4-3 الأساسات:

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

و لمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة علـــى العقـــدة تنتقـــل إلـــى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، و تكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات التي ستستخدم.

و من المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة و ذلك تبعا لقوة تحمل التربـــة والأحمـــال الواقعة على كل أساس و نظرا أيضا لنوع المبنى و طريقة نقل الأحمال فيه إلـــى الأســـاس.

الشكل (3-5) يوضح أساس مربع الشكل.



الشكل(3-5): أساس مربع الشكل

3-4-6 الجدران الإستنادية:

تبعا لكون المباني السكنية في الضاحية تحتوي على طابق تسوية فإن ذلك يفرض اســـتخدام جدران إستنادية على بعض جدرانها وفقا للمعايير التي ستحدد لاحقا.

3-5 برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع و هي:

1. AUTOCAD 2006 : و ذلك لرسم المخططات للعناصر الإنشائية في المباني.
2. ATIR: لتحليل و تصميم العناصر الإنشائية.
3. Microsoft office 2003: كتابة تقرير المشروع.

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

3-1 مقدمة

3-2 هدف التصميم الإنشائي

3-3 الأحمال

3-4 العناصر الإنشائية

3-5 برامج الحاسوب المستخدمة

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction

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

So, In This Project, there are two types of slabs: one-way ribbed slabs and one way solid slab and other type that may be using through the final project. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with the aid of al - “ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for one way solid slabs.

The design procedure started from the top to the bottom of structure, so, numbers were being given to each member to simplifying and classifying these members. The key plans for each level which show the keys for each member can be shown in the Figures in appendix "C", and then the calculation started step by step from the roof to the foundation.

4.2 Design of Rib (Rib R2 in Model B)

The main loads acting on the structure are dead & live loads. Dead Load is calculated based on the density for each material used in the slab:

The overall depth must satisfy ACI Table 9.5.a:

Span (1):

h min = L / 18.5 for exterior span

h min = 330 / 18.5 = 17.84 cm

Span (2):

h min = L / 21 for interior span

h min = 165 / 21 = 7.86 cm

Span (3):

h min = L / 18.5 for exterior span

h min = 340 / 18.5 = 18.38cm

∴ Use an overall depth of 25 cm (with 17cm blocks).

1. Rib Design:

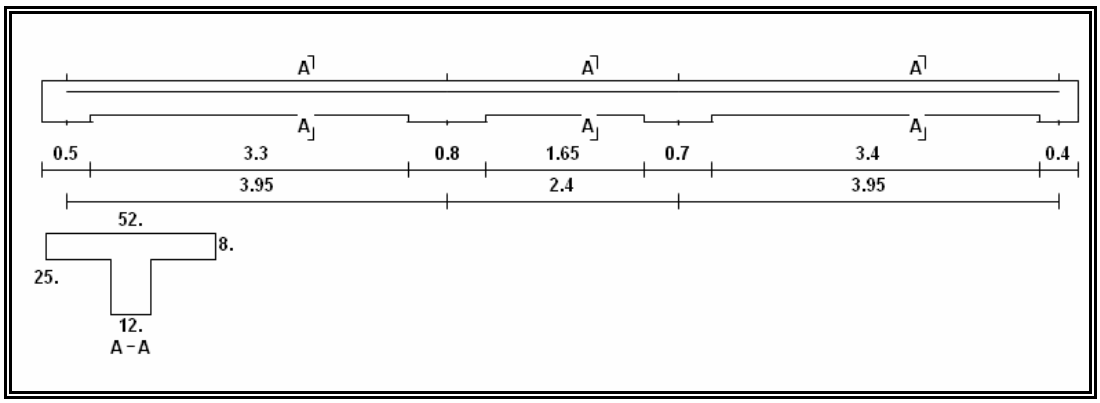


Fig. (4-1): Spans Lengths of (R2)

- **Live load:**

Service Live load = 2 KN/m^2

Service Live load per meter rib = 2(0.52) =1.04 KN/m

- **Dead load of the slab:**

Coarse Sand Fill = (0.05)(0.52)(16.4) = 0.43 KN/m of the rib.

Tile = (0.03)(0.52)(22) = 0.34 KN/m of the rib.

Concrete Rib =(0.17) (0.12) (25) = 0.51 KN/m of the rib.

Block = (0.17)(0.40)(10) = 0.68 KN/m of the rib.

Topping = (0.08) (0.52)(25) = 1.04 KN/m of the rib.

Plaster = (0.02)(0.52)(22) = 0.23 KN/m of the rib.

Partitions = (1.25) (0.52) = 0.65 KN/m of the rib.

- Total service Dead Load = 0.43 + 0.34 + 0.51 + 0.68 + 1.04 + 0.23 + 0.65
  =3.88KN/m
- Total Factored load = 1.2(3.88) + 1.6(1.04) = 6.32 KN/m

2. Topping Design:

- Live load = 2.0 KN/m^2
- Dead load = 3.88/0.52 – (0.60/0.52) = 6.31 KN/m^2

W_u = 1.2 (6.31) + 1.6 (2.0) =10.77 KN/m^2

Assume the slab is fixed at support points (ribs):

$$Mu=\left(\frac{Wu\times L^2}{12}\right)$$

$$Mu=\left(\frac{10.77\times 0.4^2}{12}\right)=0.144 \text{ KN.m for 1 m wide strip}$$

According to ACI (9.5.2.3)

$$f_r=0.7\sqrt{f'_c}$$

$$=0.7\sqrt{25.5}$$

=3.535 MPa = 3535 KN/m^2

$$Mn=(f_r)(s)$$

s for a rectangular cross-section =

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.0 \times (0.08)^2}{6} = 0.00107\, m^3$$

ΦMn = 0.65 (3535)(0.00107) = 2.46 KN.m

Φ = 0.65 for plain concrete.

ΦMn = 2.46 KN.m > Mu = 0.144 KN.m

So reinforcement is not required.

∴Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:

For fy = 420 Mpa, ρ = (0.0018)

According to ACI (7.12.2.1):

A_s =0.0018(100)(8)=1.44 cm^2/m

- Use Φ 8 @ 30 cm on center both ways.

A_s Provided = 1.67 cm^2 /m

3. Design for Positive Moment:

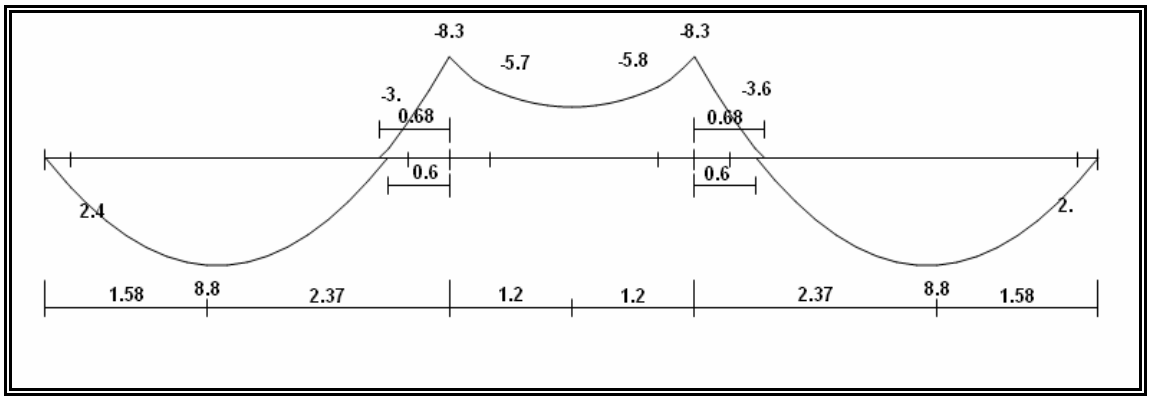


Fig (4-2) moment envelope of (R2)

Effective Flange width (b_E) according to ACI 8.10.2:

b_E For T- section is the smallest of :

L / 4 = 240 / 4 = 60 cm

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

C/C spacing = 52 cm

$\therefore b_E$ = 52 cm = 52 cm.

Use Mu max for all spans = 8.8 KN.m

Mn = Mu/ Φ = 8.8/ 0.9 = 9.78 KN.m

- Check of section behavior: If the section behaves as a rectangular or T – section (if (a) is less or greater than thickness of flange).

For a = t = 8 cm

$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times t$

$= 0.85 \times 25.5 \times 0.52 \times 0.08 \times 1000$

= 907.68 KN

d = h - Cover - d/2 = 25 – 2 – 12/2 = 22.4 cm

Mn available = T or C (d – 0.5 a)

= 901.68 (22.4 – (8/2)) / 100

= 195.18 KN.m

Mn available = 195.18 KN.m > Mn required = 9.78 KN.m

$\therefore$ Design the section as a rectangular section with b_E = 52 cm.

- Determination of As max:

$$\in y = \frac{fy}{Es} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

$$\frac{Xb}{0.003} = \frac{22.4}{0.0051}$$

$X_b = 13.18\,cm$

$a_b = \beta_1 \times X_b = 0.85 \times 13.18 = 11.2\,cm$

$C_{b1} = 0.85 \times f_c \times b_E \times a_b$

$= 0.85 \times 25.5 \times 0.12 \times 0.112 \times 1000 = 291.3$ KN

$C_{b2} = 0.85 \times f_c \times b_E \times a_b$

$= 0.85 \times 25.5 \times (0.52-0.12) \times 0.08 \times 1000 = 693.6$ KN

Tb = 291.3 + 693.6 = 984.9 KN

- Asb = 984.9/420000 = 23.45 cm².

So, Asmax = 0.75(23.45) = 17.59 cm².

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

$$= \frac{\sqrt{25.5}}{4 \times 420} \times 12 \times 22.4 \geq \frac{1.4}{420} \times 12 \times 22.4$$

$A_{smin} = 0.808 \geq 0.887$

- $A_{smin} = 0.887\ cm^2$

Span (1):

Mu = 8.8 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

$$Rn = \frac{Mn}{\varphi bd^2} = \frac{8.8 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.52 \times (0.224)^2} = 0.375\,Mpa$$

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

$$= \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 19.38\times 0.375}{420}}\right) = 0.000901$$

As = 0.000901 (52) (22.40) = 1.06 cm² > A smin = 0.887 cm²

- **Use 2 Φ10.**

Span(2):

There is no positive moment, so minimum reinforcement is required.

As min = 0.887 cm²

- **Use 2 Φ10.**

Span (3):

Mu = 8.8 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85\times 25.5} = 19.38$$

$$Rn = \frac{Mn}{\varphi bd^2} = \frac{8.8\times 10^{-3}}{0.9\times 0.52\times (0.224)^2} = 0.375 \ \text{Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 19.38\times 0.375}{420}}\right) = 0.000901$$

As = 0.000901 (52) (22.40) = 1.06 cm² > Asmin = 0.887 cm²

- **Use 2 Φ10.**

4. Design for Negative Moment:

Design of T-section for negative moment done as rectangular section with (b=bw)

The minimum reinforcement is determined according to ACI (10-5.2) as follows:

b= bw =12 cm.

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{2(fy)}(bw)(d) \le \frac{\sqrt{fc'}}{4fy}(bf)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.2)}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{25.5}}{2(420)}(12)(22.4) \le \frac{\sqrt{25.5}}{4\times 420}(52)(22.4)$$

As min= $1.62 \le 3.5$

- As min= 1.62 cm^2

As max:

$$\in_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{22.4}{0.0051}$$

$$X_b = 13.18cm$$

$$a_b = \beta_1 \times X_b = 0.85\times 13.18 = 11.2cm$$

$$0.85f_c \times b \times a_b = As_b \times f_y$$

$$\rho_b = \frac{0.85\times 25.5\times 11.2}{22.4\times 420} = 0.026$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75\times 0.026 = 0.0195$$

$$As_{max} = \rho_{\max} \times b_w \times d$$

- $As_{max} = 0.0195\times 12\times 22.4 = 5.24cm^2$.

Support (2):

Mu = 5.7 KN.m

M = 19.38

$$Rn = \frac{Mn}{\varphi bd^2} = \frac{5.7\times10^{-3}}{0.9\times0.12\times(0.224)^2} = 1.052\ Mpa$$

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

$$= \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times1.052}{420}}\right) = 0.00257$$

As = (0.00257)(12)(22.4) = 0.69 cm² < As min =1.62 cm².

- **Use 2Φ12**

Support (3):

Mu = 5.8 KN.m

m = 19.38

$$Rn = \frac{Mn}{\varphi bd^2} = \frac{5.8\times10^{-3}}{0.9\times0.12\times(0.224)^2} = 1.07\ Mpa$$

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

$$= \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times1.07}{420}}\right) = 0.00261$$

As = (0.00261)(12)(22.4) = 0.70 cm² < As min =1.62 cm²

- **Use 2Φ12**

5. Design of Shear :

$V_{u\,max}$ =12.4 KN at face of interior support (3)

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)(0.12)(0.224)(1000) = 17KN$$

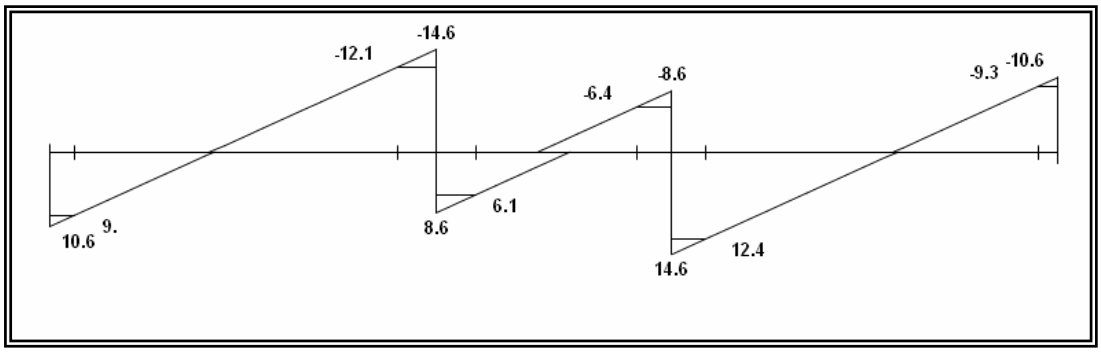


Fig. (4-3): Shear envelope for rib2 (R2)

Category (2):

$\phi V_c = 17\,KN \geq V_u = 12.4KN \geq 0.5\phi V_c = 8.5\,KN$

$\therefore$ No shear reinforced is required according to Category 2 for floor joist construction.

6. Length of bars: (according to ACI detailing of reinforcement)

- **Top bars (Negative moment):**

At support (1):

Length of bars = (0.25)(Ln) + width of support – (5 cm)

= 0.25(3.3) + 0.45 = 1.30m

At Support (2):

Length of bars = (0.3 Ln) (2) + width of support

= (0.3)(3.3)(2) + 0.8 = 2.80 m

At support (3):

Length of bars = (0.3 Ln)(2) + width of support

= (0.3)(3.4)(2) + 0.7 = 2.75 m

At support (4):

Length of bars = (0.3 Ln)(2) + width of support – (5cm)

= (0.25)(3.4) + 0.35 = 1.20 m

- **Bottom bars (Positive moment):**

Total Length of positive bars in all spans is 10.65 m.

4.3 Design of a Beam (Beam B4 in Model B)

1. Calculation of thickness and dimensions:

- Determination of beam thickness:

Span (1):

h min = L / 18.5 for exterior span

h min = 370 / 18.5 = 20 cm.

Span (2):

h min = L / 21 for interior span

h min = 480 / 21 = 22.86 cm.

Span (3):

h min = L / 18.5 for exterior span

h min = 400 / 18.5 = 21.62 cm.

∴ Use an overall depth of 25 cm.

d = h - Cover - d/2 = 25 – 4 – 1– 2/2 = 19 cm

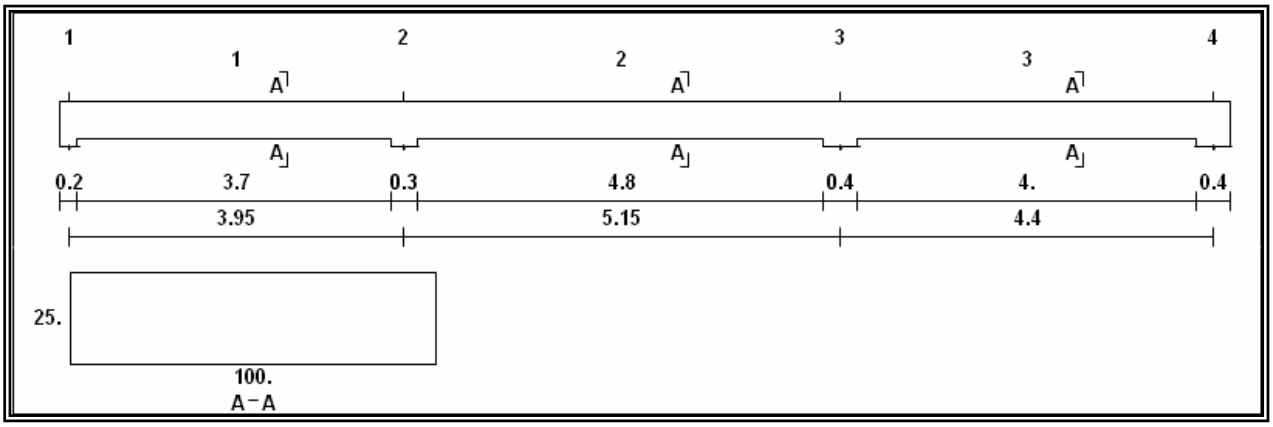


Fig (4-4) Geometry of beam 4

- Determination of beam width:

Assume $\rho = 0.5\rho_{max}$

$$\in_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{19}{0.0051}$$

$X_b = 11.18\,cm$

$a_b = \beta_1 \times X_b = 0.85 \times 11.18 = 9.50$ cm

$0.85 f_c \times b \times a_b = \rho_b \times b \times d \times f_y$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25.5 \times 9.5}{19 \times 420} = 0.0258$$

$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0258 = 0.01935$

$\rho_{selected} = 0.5 \times 0.01935 = 0.00968$

M max = 120.6 KN.m

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times 25.5} = 19.38$$

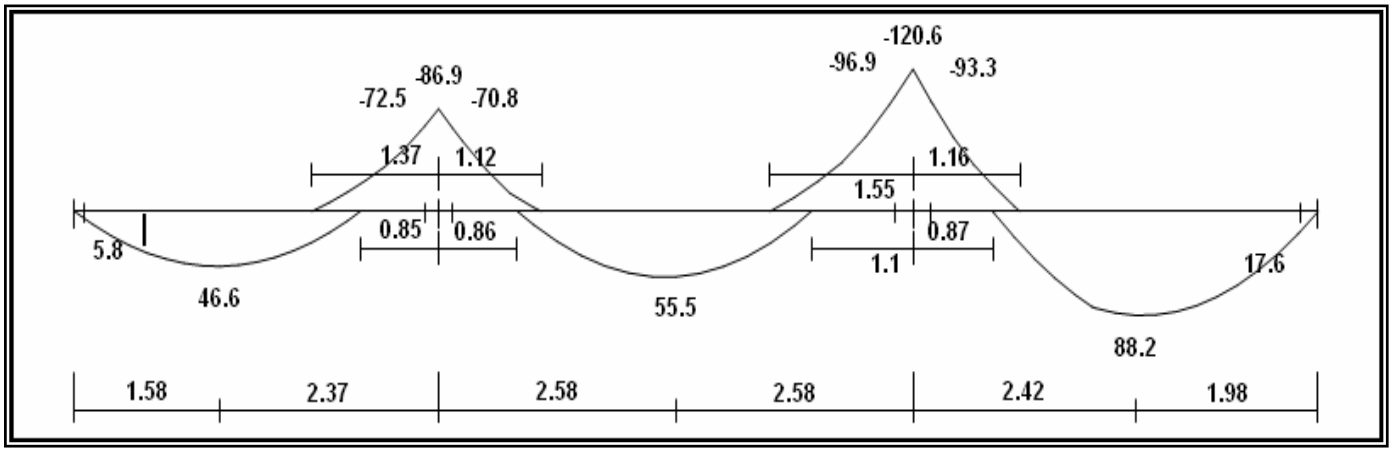
$$R_n = \rho f_y (1 - 0.5\rho_m)$$
$$= 0.00968\times 420(1 - 0.5\times 0.00968\times 19.38)$$
$$= 3.68 \text{ Mpa}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = 3.68 = \frac{120.6\times 10^{-3}}{0.9\times b\times 0.19^2}$$

b=1.0 m.

∴ Use b = 1m

2. Design for positive moment:



Fig(4-5): Moment envelope for beam 4

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4fy}(b)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(b)(d) \text{ …….. (ACI-10.5.2)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(100)(19) \geq \frac{1.4}{420}(100)(19)$$

$A_s \text{ min} = 5.71 cm^2 \geq 6.33 cm^2$

$\therefore A_s \text{ min} = 6.33 \text{ cm}^2$

As max = 0.01935 x 100 x 19 = 36.77cm^2 .

Span (1):

Mu = 46.6 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{46.6 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.0 \times 0.19^2} = 1.43 Mpa$$

$$m = 19.38$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 1.43}{420}}\right) = 0.00352$$

As = 0.00352 x 100 x 19 = 6.69cm².

- **Use 4Φ16**

Span (2):

Mu = 55.5 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{55.5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.0 \times 0.19^2} = 1.71 Mpa$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.00425$$

As = 0.00425x100x19 = 8.1 cm²

- **Use 5 Φ 16**

Span (3):

Mu = 88.2 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{88.2\times10^{-3}}{0.9\times1.0\times0.19^2} = 2.71Mpa$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.00692$$

As = 0.00692 x 100 x 19 = 13.15 cm².

- **Use 5 Φ 20**

The deflection is greater than its limit in the ACI, so the positive reinforcement will be increased:

- **Use 10 Φ 20**

3. Design for Negative moment:

Support (2):

Mu = 72.5 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{72.5\times10^{-3}}{0.9\times1.0\times0.19^2} = 2.23Mpa$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.00562$$

As = 0.00562 x 100 x 19 = 10.67 cm².

- **Use 5 Φ 18.**

Support (3):

Mu = 96.9 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{96.9 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.0 \times 0.19^2} = 2.98 Mpa$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.00766$$

As = 0.00766 x 100 x 19 = 14.55 cm².

- **Use 5 Φ 20**

4. Design of Shear:

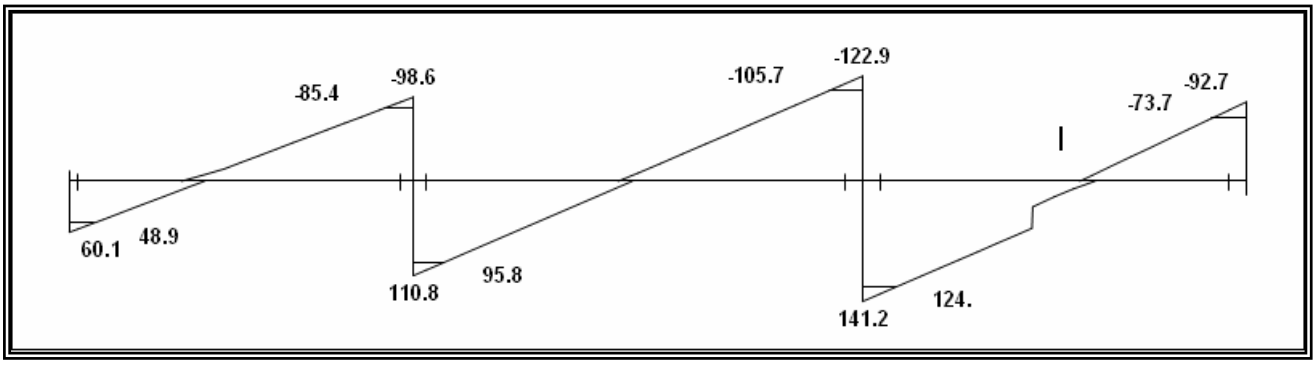


Fig. (4-6): Shear envelope for beam 4

$V_{u\,\max}$ = 105.7 KN at distance d from the face of support.

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)(1.0)(0.19)(1000) = 120KN$$

Category (2):

$0.5\,\phi Vc < Vu \le \phi Vc$

60 KN < 105.7 KN ≤ 120 KN

$$\Phi V_{s\ \min} = 0.75 \times \frac{1}{3} \times (\text{Mpa}) \times b \times d$$

$$= 0.75 \times \frac{1}{3} \times (\text{Mpa}) \times 1.0 \times 0.19 \times 1000$$

$$= 47.5\,\text{KN}$$

$$S = \frac{\Phi A_v f_y d}{\Phi V s} = \frac{0.75 \times 4 \times 0.79 \times 42 \times 19}{47.5} = 39.8 \text{ cm.}$$

$S \leq d/2 = 9.5$ cm …. Control

$S \leq 60$ cm

- Use 2 Φ 10 stirrups @ 9.5 cm.

$$\Phi V_n = \Phi V_s + \Phi V_{c\min}$$

$$\Phi V_n = 160 + 53.83 = 213.83 \text{ KN}$$

5. Length of bars: (according to ACI detailing of reinforcement):

- **Top bars (Negative moment):**

At support (1):

Length of bars = (0.25) (Ln) + width of support – (5 cm)

= 0.25(3.7) + 0.15 = 1.10 m

At Support (2):

Length of bars = (0.3 Ln) (2) + width of support

= (0.3) (4.8) (2) + 0.8 = 3.20 m

At support (3):

Length of bars = (0.3 Ln) (2) + width of support

= (0.3) (4.8) (2) + 0.4 = 3.30 m

At support (4):

Length of bars = (0.25 Ln) + width of support – (5 cm)

= (0.25) (4.4) + 0.35 = 1.45 m

- Bottom bars (Positive moment):

Span (1):

Length of bars = Ln + (Width of first exterior support–5cm) + (15cm) min

= 3.70 + 0.20 – 0.05 + 0.15 = 4.00 m (Minimum)

Use L = 4.30 m

Span (2):

Length of bars = Ln + (15cm) + (15cm)

= 4.80 + 0.30 = 5.10 m (Minimum)

Use L= 5.50 m

Span (3):

Length of bars = Ln + (Width of second exterior support – 5cm) + (15cm) min

= 4.00 + 0.40 – 0.05 + 0.15 = 4.50 m (Minimum)

Use L = 5.00 m

4.4 Design of One Way Solid Slab (Slab S1 in Model B)

The slab would be analyzed and designed with the aid of "ATIR" software to find the internal forces, deflections and moments, and then manual calculation will be made to find the required steel for all members

1. Determination of thickness of one way solid slab :

The minimum thickness of nonprestressed beams or one way solid slabs (unless deflections are computed) is given in table (9.5-a) in the ACI code.

For slab (S1 of the well) which have span length 4m

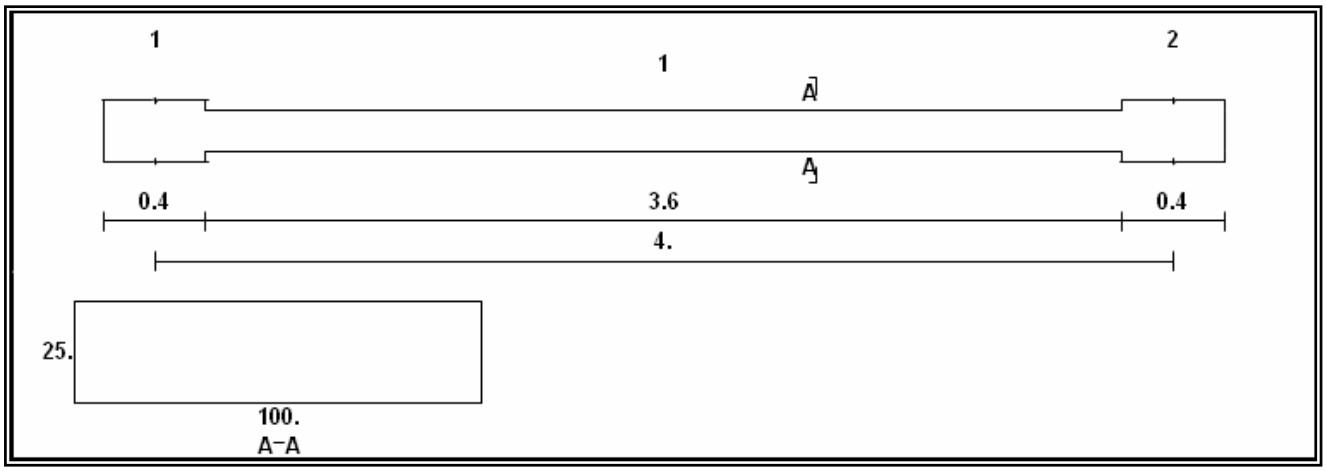


Fig. (4.7): Geometry of slab1 in model B

Minimum thickness h =

$$\frac{L}{16} = \frac{3.6}{16} = 0.225\ m = 22.5\ \ cm$$

According to above value, the 25cm thickness of slab is adequate.

2. Load Calculations:

- **Dead load:**

The thickness of slab = 25 cm

Nominal Total Dead Load = 0.25 x 25 = 6.25 KN/m².

Factored Total Dead Load = 1.2 x 6.25 = 7.5 KN/m².

- **Live load:**

Nominal Total Live Load = 2 KN/m².

Factored live load = 1.6x2 = 3.4 KN/m².

3. Design of Shear:

Thickness of slab (h) must be chosen to satisfy shear requirements based on ΦV_c working alone.

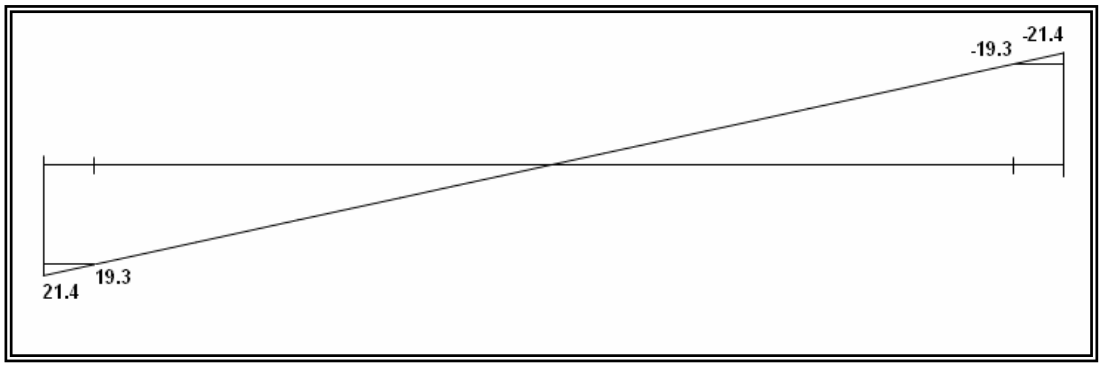


Fig. (4.8): shear diagram of slab1 in model B

- Max Vu at the support:

Vu = 19.3 KN (At distance (d = 21 cm) from the face of support).

$$\Phi Vc = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$$= 0.75\left(\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)(100)(21)\left(\frac{10}{100}\right)$$

$$= 132.6 \text{ KN}.$$

Vu = 7.4 KN < ΦVc = 132.6 KN

Thickness of slab is sufficient to satisfy shear requirements.

4. Design for Moment:

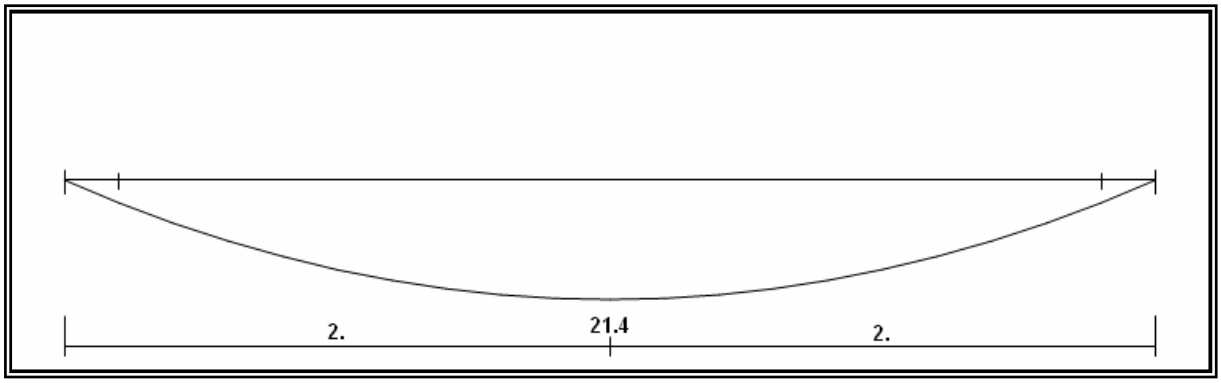


Fig. (4.9): Moment diagram of slab1 in model B

Mu = 21.4 KN.m

Mn = 21.4/0.9 = 23.78 KN.m

Determination of A*s* max :

d = 25 - 4 - 0.6 = 20.4 cm (If bar with ϕ = 12 cm will be used)

$A_s \max = \rho_{\max} \times b \times d$

= 0.01935 x 100 x 20.4 = 39.474 cm².

Determination of As min:

$$A s_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ ..... (ACI 10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(100)(20.4) \geq \frac{1.4}{420}(100)(20.4)$$

As min = 6.13 ≥ 6.8

∴ As min = 6.8 cm².

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

$$= \frac{420}{0.85 \times 25.5}$$

$$= 19.4$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{34.67 \times 100}{100 \times (20.4)^2} = 0.083 \text{ KN/ cm}^2.$$

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

$$= \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(0.083)}{42}}\right)$$

$$= 0.00202$$

As req. = 0.00202 x 100 x 20.4

= 4.12 cm².

As req. = 4.12 cm² < As min = 6.8 cm².

∴ Use As min = 6.8 cm².

- **Use Φ 14 @ 20 cm with As prov. = 7.77 cm².**

4.5 Design of Column (Column C2 in Model B)

1. Design of cross sectional area:

Designing the cross sectional area of the column will give small dimensions which are not practically executed, so a (30cm x 40cm) cross sectional area column is suitable for this interior column!

DL = 419.13 KN

LL = 114.26 KN

Pu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2(419.13) + 1.6(114.26)

= 685.772 KN

Pn req = Pu/ Φ (where Φ = 0.65 -------- ACI 9.3.2.2)

= 685.772/0.65 = 1055.03 KN

Use $\rho = \rho_g$ = 1 % and Ag = 1200 cm².

Pn = 0.8 {0.85 fc′ (Ag – Ast) + fy Ast}------- ACI Code 10.3.6.2

= 0.8 Ag {0.85 fc′ + ρ g (fy – 0.85(fc′))}

= 0.8 (1200) {0.85 (2.55) + 0.01 (42.0 – 0.85(2.55))}

Pn available = 2463.2 KN > Pn req = 1055.03 KN

∴ The dimension of the column is sufficient for carrying the loads (as assumed previously).

2. Design of reinforcement:

Using ρmin=0.01

Ast req = (0.01) (1200) = 12 cm²

- Use 8Φ14 with As = 12.32 cm²

3. Slenderness effect:

- **Check of slenderness ratio ,** $\frac{Klu}{r}$

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12)\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{....} \quad \text{ACI 10.12.2}$$

$$\le 40$$

Where:

Lu: Actual unsupported length.

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

r: radius of gyration $= \sqrt{\frac{I}{A}}$

I = bh³/12 = 40(30)³/12 = 90000 cm^4

A = 1200 cm^4

r = $\sqrt{\frac{90000}{1200}}$ = 8.66 cm².

$\frac{Klu}{r} = \frac{1 \times 3\ m}{0.0866} = 34.6 > 22$

∴ Slenderness effect must be considered

$$\sigma 1 = \left(\frac{Cm}{1 - (Pu / .75Pc)} \right) > 1$$

$$= \left(\frac{1}{1 - (685.772 / .75Pc)} \right) > 1$$

Determination of Pc:

$$Pc = \frac{\pi^2 \times EI}{k\ lu}$$

$$Ec = \frac{15000\sqrt{255}}{100} = 2395.3\ KN/cm^2$$

Est =20000 KN/cm²

$$I_{gross} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000\ cm^3$$

Is = 2(8(1.54) (14.6)2) = 5252.26 cm^4

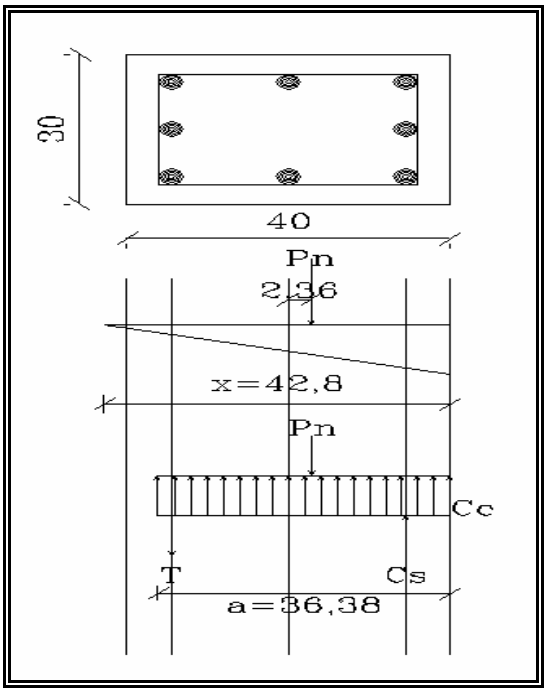


Fig. (4.10): strain and stress of column C2 in model B

EI larger of:

0.2(Ec Ig) + Es Is = 0.2(2395.3)(160000) + (20000)(5252.26) =181854800 KN.cm²

0.4 Ec Ig = 0.4(2395.3)(160000) = 153299200 KN.cm²

$$Pc = \frac{\pi^2 \times 181854800}{300^2} = 19942.6\,\text{KN}$$

$$Bd = \frac{502.96}{685.772} = 0.733$$

$$\sigma 1 = \left(\frac{1}{1 - (685.772 / .75(19942.6)} \right) = 1.05$$

e min = 15 - 0.03(h) =15 – 0.03(250) = 22.5 mm

e used for the design = 22.5(1.05)=23.625 mm = 2.36 cm

The capacity (Pn) of the column

Cs = As (fy – 0.85×fc) = 3×1.54(42.0 – 0.85×2.55)

= 184 KN

Cc = 0.85×fc×b×a

= 0.85×2.55×30×a

= 0.85×2.55×30×0.85X = 55.27X

$$Cs = (32 - X)\left(\frac{0.003}{X}\right)$$

$$= (32 - X)\left(\frac{0.003}{X}\right) \times 20000$$

$$Fs = (32 - X)\left(\frac{0.003}{X}\right) \times 20000$$

$$= 60\left(\frac{32 - X}{X}\right)$$

$$T = As \times Fs = 3(1.54)\left(\frac{60 \times (32 - X)}{X}\right)$$

$$= \left(\frac{8870.4 - 277.2X}{X}\right)$$

$$\sum M \text{ (+ clockwise)} = 0$$

$$-\left(\frac{8870.4 - 277.2X}{X}\right)17.29 + 55.27X\left(\frac{0.85X}{2} - 17.64\right) - 184 \times 13.57 = 0.0$$

By trial and error the value of X = 42.8 cm

Then:

Cs = 184 KN

Cc = 55.27(42.8) = 2365.56 KN

$$T = \left(\frac{8870.4 - 277.2 \times 42.8}{42.8}\right) = -70 \text{ KN}$$

∴The tension force is in the opposite direction

Pn = Cs + Cs + T = 184 + 2365.56 + 70 = 2619.56 KN

Pn = 2619.56 KN > Pn =1055.03 KN

∴The column is sufficient for the applied load.

4. Lateral Ties Selection:

For Φ 10 mm ties: according ACI 7.10.5.2

$S \leq 16\, d_b = (16 \times 1.4) = 22.5\text{cm}$ ...use

$\leq 48\, d_t = (48 \times 1.0) = 48\text{cm}$

≤smaller dimension of the column = 30cm

- UseΦ10 tie @ 25 cm.

4.6 Design of Isolated Footing (Footing F3 in Model B)

- Total factored load = 710.0 KN.
- Soil weighting = 17 KN/m³.
- Allowable soil pressure = 500 KN/m²
- Column dimensions = 40 cm x 30 cm.

1. Bearing pressure design:

Estimate footing to be about 40 cm thick in addition to about 10 cm of blinding concrete and let the base elevation to be 80 cm.

- Footing Weight = 0.5 m (25 KN/m³) = 12.5 KN/m².
- Overburden Weight = 0.3 m (17 KN/m³) = 5.1 KN/m².

P net = 500 – 12.5 – 5.1 = 482.4 KN/m³.

Required area (A) = Total Weight / Net Soil Pressure

= 710 KN / 1.4 (482.4) KN/m²

= 1.05 m^2

Use …… L = 1.10 m, B = 1.10 m, A = 1.21 m².

2. Thickness of the footing design:

Pu = 710.0 KN.

P net (factored) = 710 KN / 1.21 m² = 586.78 KN/m².

- **One way shear:**

$$(\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\ b_w d\ ) \geq V_u$$

$$0.75(\frac{1}{6})(\sqrt{25.5}\times 10)(110)(d) \geq 5.87(110)(40 - d)$$

$$694.3\ d = 25828 - 645.7\ d$$

$$\therefore\ d = 19.3\ cm$$

Total depth h =19.3 cm + 8 cm (cover) + 2 cm (Φ of reinforcing bars) = 29.3 cm

Minimum h (practically executed) = 40.0 cm.

$\therefore$ d = 40.0 - 8 - 2 =30.0 cm

- **Two way shear:**

$$V_u = P_{net} \times \left[(B)\times(A) - (a+d)(b+d)\right]$$

$V_u = 5.87\ [(110\times110) - (70\times60)]10/1000$

$V_u = 463.73$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

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

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{long side of the column}}{\text{short side of the column}}$$

$= 40/30 = 1.33$

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

$= 2\ [(40+30) + (30+30)]$

$= 260.0$ cm.

$\alpha_s = 40$ (for interior column)

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.417\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o / d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.551\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.33\sqrt{f_c'}\,b_o d$$ ... ∴ use

$V_c = 0.33(\sqrt{25.5})(2600)(300)/1000 = 1299.8$ KN

$\Phi V_c = 0.75 \times 1299.8 = 974.85$ KN

$\Phi V_c = 974.85 > V_u = 463.73$

$\therefore$ Use 40 cm as a total depth in addition to 10 cm as a blinding concrete

3. Dowels design:

$\Phi Pn = \Phi(0.85fc')Ag > Pu$

$\Phi Pn = 0.65(0.85 \times \frac{25.5}{10})(40 \times 30) = 1690.65$ KN > 710 KN

Dowels are not required for load transfer.

$\therefore$ Use the minimum dowels area,

As min = 0.005 x (40 x 30) = 6.0 cm2

Use 4 Φ 14 dowels with $A_s = 6.16$ cm^2

The Φ 14 dowels must be developed above and below the base of the column (to face of footing), as below:

- **Development Length (L_d):**

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{420}{4\sqrt{25.5}} \times d_b = \frac{420}{4\sqrt{25.5}} \times 1.4 = 29.11 \text{ cm} \geq 0.044 \text{ (db) (fy)} = 25.87 \text{ cm}$$

$\therefore L_d = 29.1\text{cm} \approx 30$ cm

Available embedment = 80 – 8(cover) – 2(1.4) (footing bars) = 29.2 cm ≈ 30 cm

$\therefore$ OK

4. Design of Bending Moment:

The critical section for moment is at the face of the column, the design of the bending moment will depend on the larger value of 40 cm (since the column is not square, the other value is less; 35 cm).

$$Mu = \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$= \left(5.87 \times 110 \times \left(\frac{110}{2} - \frac{30}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{110}{2} - \frac{30}{2} \right) / 10000$$

$$= \{ (5.87 \times 110 \times 40) \times 0.5(40) \} / 10000$$

$$= 51.66 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{51.66}{0.9} = 57.4 \text{ KN.m}$$

$$\text{Required } Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{57.4 \times 10^4}{110 \times 30^2} = 5.80 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$= \frac{420}{0.85(25.5)} = 19.38$$

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

$$= \frac{1}{19.38} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.38)(5.80)}{4200}} \right)$$

$$= 0.0014$$

$$\text{Required } A_S = 0.0014 \times 110 \times 40$$

$$= 6.16 \text{ cm}^2$$

1.3 (Required A_S) = 1.3(6.16)

= 8.01 cm²

$$\text{Minimum } A_S = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$\text{Minimum } A_S = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)} (110)(30) \geq \frac{1.4}{420} (110)(30)$$

Minimum A_S = 9.92 cm² ≥ 11.0cm²

∴ minimum A_S = 11.0cm²

1.3 (Required A_S) = 8.01cm² < minimum A_S = 11.0cm²

A_S for shrinkage and temperature = 0.002(110)(40)

= 8.80 cm²

∴ A_S = 8.80cm²

- Use 6Φ 14 $A_s = 9.20 \text{ cm}^2$ (In each way)

Development Length (L_d):

Category (A), item 2 applies,

Ld for Φ 14:

$$c = \frac{420}{2\sqrt{25.5}} \alpha \beta \lambda d_b = \frac{420}{2\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.4 = 58.22\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

∴ L_d = 58.22 cm.

Available embedment = 40 – 8 = 32 cm < 58.22cm

∴extend the bar using a 90° standard hook

Required length of the hook = 58.22 – 32 = 26.22 cm ≈ 30 cm.

$$L_{hb} = \frac{100\, d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100}{\sqrt{25.5}}(1.4) = 27.72 \text{ cm}$$

$L_{dh} = L_{hb} \times$ modification factor

Modification factor:

- Concrete cover = 0.7

$L_{dh} = 27.72 \times 0.7 = 19.40$ cm

$\geq 8\, d_b = 8(1.4) = 11.2$ cm

≥ 15 cm

$L_{dh} = 19.40$ cm

$\therefore L_{dh} = 30.0$ cm

Available length = 40 – 6 – 2(1.4) ≈ 28 cm.

4.7 Design of Strip Footing (wall footing)

1. Calculation of load:

- **Dead load:**

Service Dead load = 97.5 KN/m

- **Live load:**

Service Live load = 7.8 KN/m

Total Service load = 97.5 + 7.8 =105.3 KN/m

Total Factored load = 1.2(97.5) + 1.6(7.8) =129.5 KN/m

2. Design of footing width:

$$\delta_{ball} = \frac{Pn}{A}$$

For 1- meter width of footing.

$$\delta_{ball} = \frac{Pn}{b \times 1}$$

$$\delta_{ball} = \frac{Pn}{b}$$

$$b = \frac{Pn}{\delta_{ball}}$$

$$b = \frac{105.3}{500} = 0.21 \text{ m}$$

The required width is small, select a width of 40.0cm.

w = 40 cm

So, the bearing pressure is:

$$\delta_{bul} = \frac{Pu}{A}$$

$$= \frac{129.5}{0.40 \times 1} = 323.75 \text{ KN/m}^2$$

and it is uniformly distributed beneath the footing, since there is no eccentricity.

3. Design of footing thickness:

By assuming the thickness of the footing = 30.0 cm.

h = 30 cm

For Φ 12 bars

d = 30 – 7.5 – 1.2 = 21.3cm

- **one way shear**

The shear strength of concrete,

$$\phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$\phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 1000 \times 213$$
$$= 134.45\, KN$$

ϕ Vc must be greater than the actual ultimate shear of footing at distance d from the face of wall.

Since the distance between the face of wall and the edge of footing is smaller than the required d, the value of shear will be taken from face of wall.

Vu(at the face) = 0.05(323.75)(1)

= 16.2 KN

ΦVc>Vu ..... ∴ O.K

4. Design of Bending:

- **Design in plain concrete:**

Mu = (323.75)(0.05)(0.05/2)

= 0.4 KN.m

$\delta_{Tall} = 0.42 \times \sqrt{f'c}$

$= 0.42 \times \sqrt{25.5}$

$= 2.12$

$\delta_T = \frac{m \times c}{I}$

$m_{all} = \frac{\delta_T \times I}{c} = \delta_T \times S_m$

where, $\frac{I}{c} = S_m$

$S_m = \frac{0.4 \times 0.3^2}{6} = 6 \times 10^{-3} m^3$

$\Phi Mn = 0.55 \times 2.12 \times 6 \times 10^{-3} \times 10^9$

$= 7 \times 10^6$ N.mm = 7.0 KN.m > Mu = 0.4 KN.m

- **So, the plain concrete is adequate and no reinforcement is required.**

5. Design of dowels:

$\Phi Pn = \Phi(0.85 \times f'c \times Ag)$

$= 0.7 \times 0.85 \times 25.5 \times 1000 \times 250$

$= 3570\,KN$

$\Phi Pn = 3570\,KN \geq Pu = 129.5\,KN$

Dowels are not required for load transfer.

$\therefore$ Use the minimum dowels area,

$As = 0.0012 \times Ag$

$= 0.0012 \times 100 \times 30 = 3.6\,cm^2$

- **Use Φ12 @ 25 cm**..... Asprov. = 4.52 cm² /m

4.8 Design of Basement Wall

Case A: design against Earth load

γ_{soil} =18 KN/m³ (Unit weight of the soil)

$\theta = 30°$ (Assumption)

H = 3 m (Height of retaining wall)

$K_o = 0.5$

1. Calculation of loads:

- **Deal load calculation**

$e_o = \gamma \times H \times K_o$

$= 18 \times 3 \times 0.5 = 27$ KN/m2

$E_o = 0.5 \times H \times e_o$

$= 0.5 \times 3 \times 27 = 27$ KN/m

- **Live load calculation**

$e_{op} = p \times K_o$

$= 2 \times 0.5 = 1.0$ KN/m2

$E_{op} = H \times e_{op}$

$= 3 \times 1 = 3.0$ KN/m (for 1m strip)

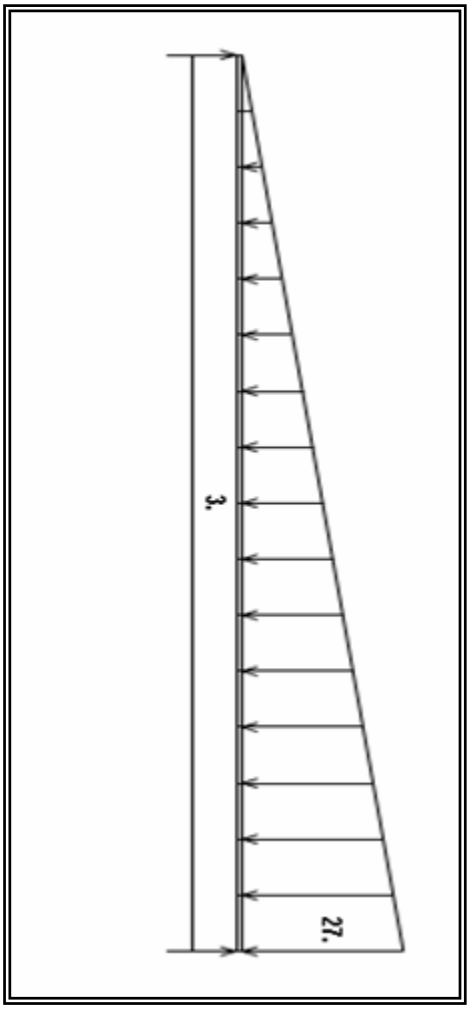


Fig. (4.11): loads on a basement wall

2. Thickness of the retaining wall:

$\sum$ Mb (positive clockwise)

$Ax \times 3 - 40.5 \times 1 + 3 \times 1.5 = 0.0$

$Ax = 15.0$ KN

$Bx = 28.5$ KN

Determination of zero shear point:

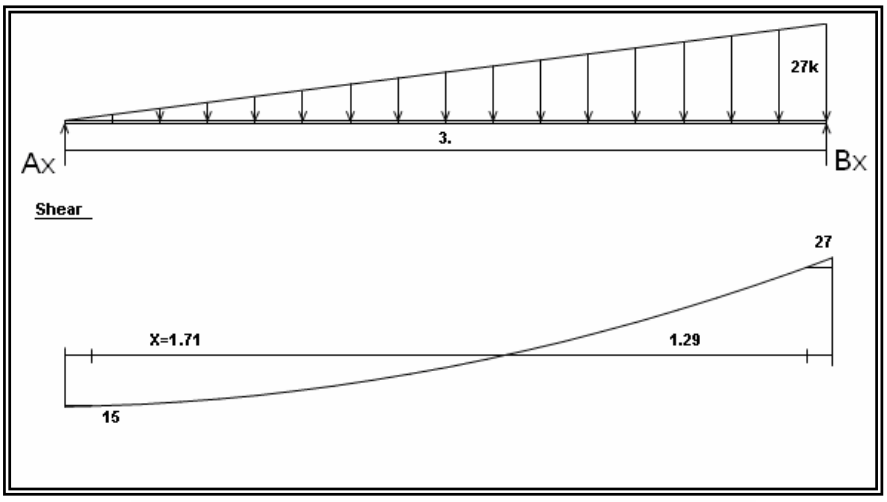


Fig. (4-12): Zero Shear point of the wall

$$\frac{27}{3}=\frac{Z}{x}\Rightarrow Z=9x$$

$$15=0.5\times x\times 9x+x$$

$$15=4.5x^2+x$$

$$4.5x^2+x-15=0.0$$

$$x=\frac{-B\pm\sqrt{B^2-4\times A\times C}}{2\times A}$$

$$x=\frac{-1\pm\sqrt{1^2-4\times 4.5\times -15}}{2\times 4.5}=1.71m$$

$\therefore Z = 9 \times 1.71 = 15.39$ KN/m²

$\sum$ Mx (positive clockwise)

$$15 \times 1.71 - 0.5 \times 15.39 \times 1.71 \times 1.71 \times \frac{1}{3} - 1 \times 1.71 \times 1.71 \times 0.5 = 16.89 \text{ KN.m}$$

$Mu = 1.6 \times Mx = 1.6 \times 16.89 = 27.02$ KN.m

Use,

$\rho = 0.5(\rho max)$

$\rho = 0.01935$

$\rho = \rho max = 0.0097$

Use $\rho \approx 0.01$

m = 19.38

Mu = 27.02 KN.m

Mn = 30.02 KN.m

$Rn = \rho\ (f_y(1- 0.5\ \rho\ m) = 3.79$ MPa

$$d_{req} = \sqrt{\frac{Mn}{Rn\times b}} = \sqrt{\frac{30.02\times 10^6}{3.79\times 1000}} = 89 \text{ mm}$$

If Φ20 bars are used:

h = (89+20+70) = 179 mm

∴ Use h = 250 mm.

3. Wall Reinforcement:

- Main reinforcement

d = 250- (20 +70) = 160 mm

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{30.02\times10^6}{1000*160^2} = 1.17\ N/mm^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times1.17}{420}}\right) = 0.00287$$

$A_{s\,req} = 0.00287\times100\times16 = 4.6\,cm^2/m$

$$As\ min = \frac{\sqrt{f_{c'}}\times b\times d}{4\times f_y} \geq \frac{1.4\times b\times d}{f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{25.5}\times1000\times160}{4\times420} \geq \frac{1.4\times1000\times160}{420}$$

$$= 481.0\,mm^2 \geq 5.33\,mm^2$$

∴ As min = $5.33\,cm^2/m$

$$As\,req = 1.3\times4.6\ cm^2/m \geq As\,min = 5.33\,cm^2/m$$

$$As\ selected\ = 5.33\ cm^2/m$$

Check shrinkage and temperature reinforcement,

As shrinkage = 0.0018 x 100 x 25 = 4.5 cm² /m

$$As\,req = 5.33\,cm^2/m \geq As\,shrinkage = 4.5\,cm^2/m$$

As selected = 5.33 cm^2/m

- **Use Φ12 @ 20 cm..... As prov. = 5.65 cm² /m**

- Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement.

As shrinkage = 0.0018 x 100 x 25 = 4.5 cm² /m.

Use Φ12 @ 25 cm..... As prov. = 4.52 cm² /m

Case B: design against Water load:

γ_{water} =10 KN/m³ (Unit weight of water)

H = 3 m (Height of retaining wall)

1. Calculation of loads:

- **Deal load calculation**

$w = \gamma \times H$

$= 10 \times 3$

$= 30$ KN/m2

$W = 0.5 \times H \times w$

$= 0.5 \times 3 \times 30$

$= 45$ KN/m

2. Thickness of the retaining wall:

$\sum$ Mb (positive clockwise)

$Ax \times 3 - 40.5 \times 1 = 0.0$

Ax = 15.0 KN

Bx = 28.5 KN

Determination of zero shear point:

$\frac{30}{3} = \frac{Z}{x} \Rightarrow Z = 10x$

$15 = 0.5 \times x \times 10x$

$15 = 5x^2$

$x = 1.73m$

$\therefore Z = 10 \times 1.73 = 17.3$ KN/m²

$\sum$ Mx (positive clockwise)

$15 \times 1.73 - 0.5 \times 17.3 \times 1.73 \times 1.73 \times \frac{1}{3} = 17.32$ KN.m

Mu = 1.6 × Mx = 1.6 × 17.32 = 27.68 KN.m

Use,

ρ = 0.5(ρmax)

ρ = 0.01935

ρ = ρmax = 0.0097

Use ρ = 0.01

m= 19.38

Mu = 27.68 KN.m

Mn = 30.76 KN.m

$Rn = \rho(fy\,(1-0.5\rho m) = \ 3.79$ MPa

$$\text{d req} = \sqrt{\frac{\text{Mn}}{\text{Rn}\times\text{b}}} = \sqrt{\frac{30.76\times10^{6}}{3.79\times1000}} = 90 \text{ mm}$$

If Φ20 bars are used:

h = (89 + 20 +70) = 179 mm

∴ Use h =250 mm.

3. Wall Reinforcement:

- Main reinforcement

D = 250 - (20 + 70) = 160 mm

$$\text{Rn}=\frac{\text{Mn}}{\text{b}\times\text{d}^2}=\frac{30.76\times10^{6}}{1000\times160^2}=1.2\ \text{N/mm}^2$$

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

$$\rho=\frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times1.2}{420}}\right)=0.00294$$

$$\text{As req}=0.00294\times100\times16=4.7\,cm^2/m$$

$$As\ min = \frac{\sqrt{f'_c}\times b\times d}{4\times f_y} \geq \frac{1.4\times b\times d}{f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{25.5}\times 1000\times 160}{4\times 420} \geq \frac{1.4\times 1000\times 160}{420}$$

$$= 481.0\,mm^2 \geq 5.33\,mm^2$$

$\therefore$ As min = 5.33 cm^2/m

$$As\,req = 1.3\times 4.7\ cm^2/m \geq As\,\min = 5.33\,cm^2/m$$

$$As\ selected\ = 5.33\ cm^2/m$$

Check shrinkage and temperature reinforcement

As shrinkage = 0.0018 x 100 x 25 = 4.5 cm² /m

$$As\,req = 5.33\,cm^2/m \geq As\,shrinkage = 4.5\,cm^2/m$$

As selected = 5.33 cm^2/m

- **Use Φ12 @ 20 cm..... As prov. = 5.65 cm² /m**

- Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement.

- **UseΦ12@ 25 cm**

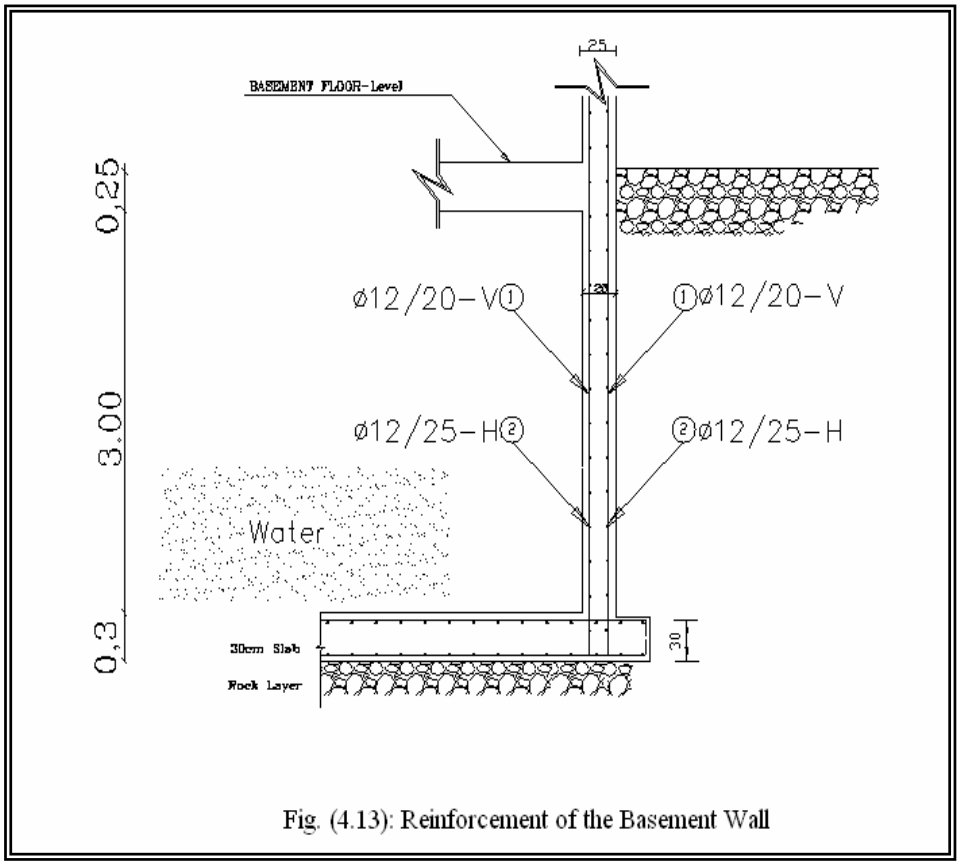


Fig. (4.13): Reinforcement of the Basement Wall

4.9 Design of Stairs

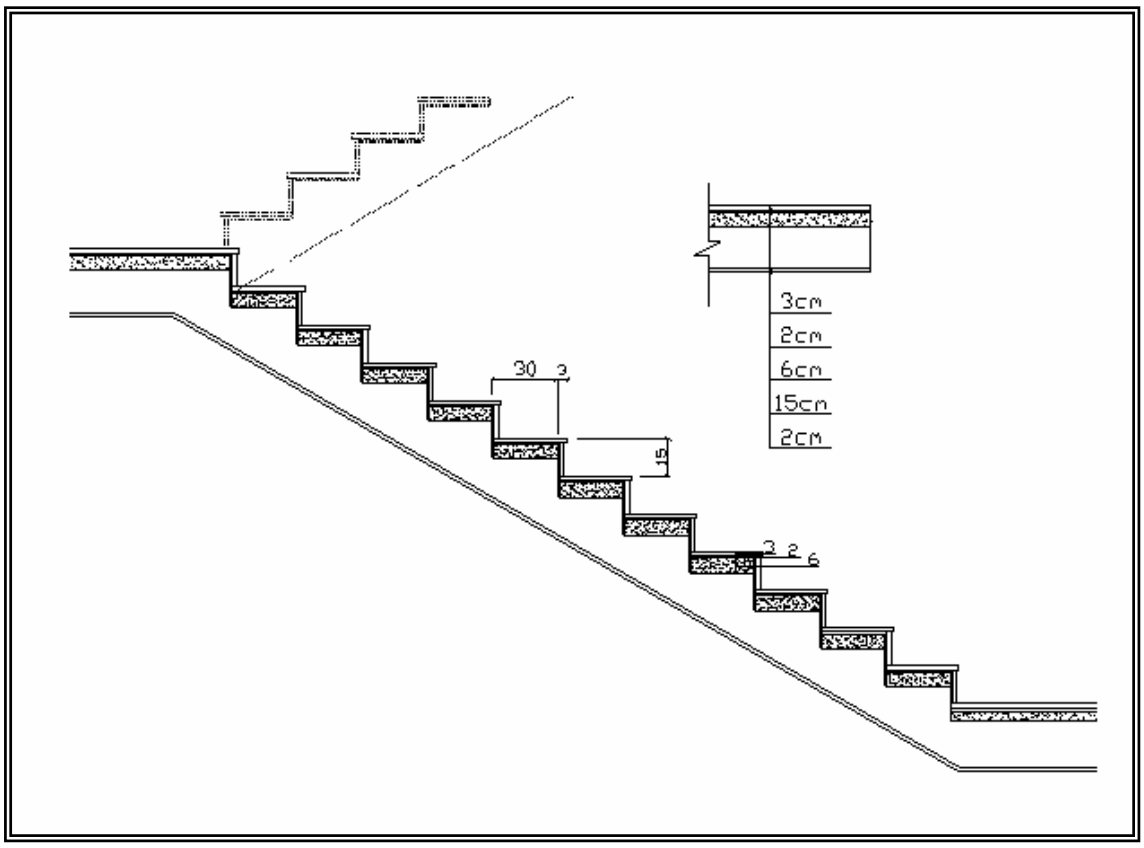


Fig. (4.14): Section in stair

1. calculation of load:

- **Dead load:**

$$h=\frac{L}{20}=\frac{380}{20}=19\,cm \text{ » use } 15\,cm.$$

$$\theta=\tan^{-1}(\frac{16}{30})=28.8^{o}$$

(DL) H – plate = 0.03 x 22 x $\frac{0.33}{0.30}$ = 0.726 KN/m2.

(DL) V – plate = 0.03 x 22 x $\frac{0.16}{0.30}$ = 0.352 KN/m2.

(DL) Concret plat = $\frac{(0.15\text{m})(25\text{kN/m}^3)}{\cos 28.8} = 4.565\,\text{kN/m}^2$

(DL) Steps = ($\frac{0.16\text{m}}{2}$) x $25\,\text{kN/m}^3 = 2.0\,\text{kN/m}^2$

(DL) H – mortar = 0.02 x 22 = 0.44 KN/m2

(DL) V – mortar = 0.02 x (0.16/0.3) x 22 = 0.235 KN/m2

(DL) Sand = 0.06x 16.4 = 0.984KN/m2

(DL) Plaster = $\frac{(0.02\text{m})(22\,\text{kN/m}^3)}{\cos 28.8} = 0.502\,\text{kN/m}^2$

Total dead load = 9.8 KN/m²

Factored dead load = 1.4(9.8) = 11.76 KN/m².

- **Live load:**

Live load = 2 KN/m².

Factored live load = 1.6(2) = 3.2 KN/m2.

Wu = Factored dead load + Factored live load…..for 1-m of the stair slab.

Wu = 11.76 + 3.2

Wu = 14.96 KN/m.

2. Design for positive moment:

- **Main reinforcement:**

Support reaction in stair:

Ay = Wu x $\frac{L_s}{2}$ = 14.96 x $\frac{3}{2}$ = 22.44 KN.

Using Φ 14 bars

d = 15-2-0.7 = 12.3 cm.

Max. Moment by using the shear diagram:

$Mu = 22.44\times0.4+0.5\times1.5\times22.44=25.8$ KN.m

Mn = 25.8/0.9 = 28.67 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28.67\times10^6}{(1000)(123)^2} = 1.87 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\times f_{c'}} = \frac{420}{0.85\times25.5}$$

$m = 19.38$

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

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times1.87}{420}}\right]$$

$\rho = 0.0047$

$A_s = \rho.b.d$

$$\rho \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} \geq \frac{1.4}{fy} = 0.003 \geq 0.0033$$

ρ min = 0.0033

$0.0033 \leq 0.0065 \leq 0.0306$

As = 0.0047(100)(12.3) = 5.7 cm^2

- **Use Φ12 @ 20 cm**

- **Secondary reinforcement:**

As = 0.0018(15)(100) = 2.7 cm^2

- Use Φ8 @ 15 cm.

3. Design of shear:

$$\Phi V_c = 0.75\frac{\sqrt{f'_c}}{6}bd = 0.75\frac{1}{6}\times\sqrt{25.5}\times1000\times123 =$$

$\Phi V_c = 77.6$ KN $> Vu = 22.44$ KN (o.k.)

The depth is satisfied for shear requirements.

4. Development length of the bars:

$$Ld = \frac{f_y}{2\sqrt{f_{c'}}}\alpha.\beta.\gamma.d_b$$

For Φ12 bars:

$$Ld = \frac{420}{2\times\sqrt{25.5}}1\times1\times1\times1.2$$

$Ld = 50$ cm

5. Landing Design:

(DL) mortar = 0.02x 22 = 0.44 KN/m²

(DL) Plate = 0.03x 22 = 0.66 KN/m².

(DL) Concrete plat $=(0.22\,m)(25KN/m^3)=5.50\,KN/m^2$

(DL) Plaster $=(0.02m)(22\,KN/m^3)=0.44\ KN/m^2$

Total dead load per 1- m = 7.04 KN/m

Live load = 2 KN/m.

Factored dead load = 1.2(7.1) = 8.52 KN/m

Factored live load = 1.6(2) = 3.2 KN/m².

Reaction of the step's slab = 22.44 KN/m

Wu = Factored dead load + Factored live load+ Reaction of the step's slab (for 1-m of the stair slab)

Wu = 8.52 + 3.2 + 22.44

Wu = 34.16 KN/m.

$$Mu = \frac{W_u \times L^2}{8}$$

$$Mu = \frac{34.16 \times (2.2)^2}{8} = 20.7 \text{ KN.m}$$

Mn = 20.7/0.9 = 22.96 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{22.96 \times 10^6}{(1000)(123)^2} = 1.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 1.52}{420}}\right]$$

$$\rho = 0.00376$$

$$A_s = \rho .b .d$$

$$\rho \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} \geq \frac{1.4}{fy} = 0.003 \geq 0.0033$$

$$0.0033 \leq \ 0.00376 \leq \ 0.0309$$

$$As = 0.00376(100)\ (12.3) = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Use Φ12@ 20 cm.

6. Shrinkage and Temperature Reinforcement:

As = 0.0018 (100) (15) = 2.7 cm^2

- Use Φ8 @ 15 cm

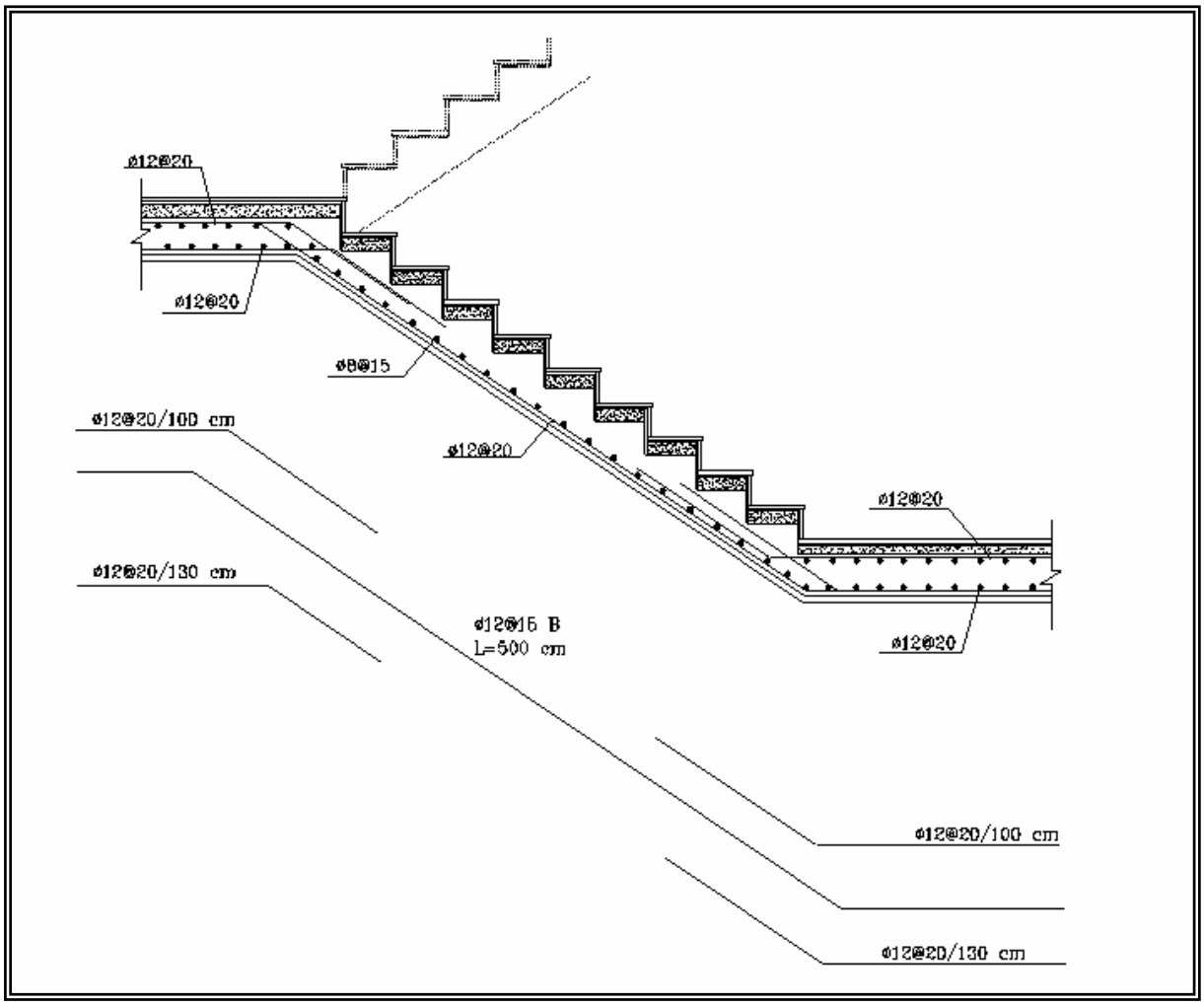


Fig. (4.15): Reinforcement of the stair

4.10 Shear wall Design:

1. General definitions:

The base shear force:

$$V=\frac{C_v \times I}{R \times T} \times W \text{----------(30-4)}$$

The total design base shear need not exceed the following:

$$V=\frac{2.5 \times C_a \times I}{R} \times W \text{--------(30-5)}$$

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

$$V=0.11 \times C_a \times I \times W \text{--------(30-6)}$$

Where:

V = the total design lateral force or shear at the base.

W = Total seismic dead load of the building, including the weight of all permanent structural and nonstructural components, such as walls, floors, roofs.

R = Numerical coefficient depends on the structural system = 5.5.

Z = Seismic zone factor = 0.3 for zone 3.

Cv = seismic coefficient = 0.3.

R = Numerical coefficient = 5.5.

I = Importance coefficients = 1.0.

Ca = seismic coefficient = 0.3.

T = elastic fundamental period of vibration, in seconds , of the structure in the direction under the consideration .

$$T = C_t (h_n)^{3/4}.$$

Ct = Numerical coefficient = 0.0488.

h_n = Height of the structure above the base level.

The total design base shear V is distributed over the height of the structure according to equation:

$$V=F_t+\sum_{i=1}^{n}F_i$$

Where:

F_t = The concentrated force applied at the top of the structure.

$F_t = 0.07TV \le 0.25\,V$.

The remaining portion of the base shear is distributed over the height of the structure including the top level n , according to the expression:

$$F_x=(V-F_t)\,w_x h_x \,/\, \sum_{i=1}^{n} w_i h_i$$

Where w_x , w_i = Portion of W at x , i level.

h_x, h_i = Height to x , i level.

The design shear at any story, V_x, equals the sum of the forces , F_t and F_x above that story.

Horizontal shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S = \frac{Av \times Fy \times d}{Vs}$$

Where: $Vs = Vn - Vc$

$$S \le \left(\frac{Lw}{5}\right)$$

$$S \le 3h$$

$$S \le 18'' = 450mm$$

Note: S minimum value controls

$\rho h(\min) = 0.0025$

Vertical shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S \le \left(\frac{Lw}{3}\right)$$

$S \leq 3h$

$S \leq 18'' = 500mm$

Note: S minimum value controls

ρn of vertical shear reinforcement shall not be less than:

$$\rho n(\min) = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{hw}{lw}\right)(\rho h - 0.0025)$$

$$\rho h(\min) = 0.0025$$

2. Calculation of loads:

- Basement Floor:

Weight of the Slab = 353KN.

Weight of Columns = 65 KN.

Weight of walls = 868 KN.

Total weight of the Basement Floor = 1286 KN.

Total factored weight of the Basement Floor = 1.2x1286

= 1543 KN

- Ground Floor:

Weight of the Slab = 1170 KN.

Weight of Columns =106 KN.

Weight of walls = 2736 KN.

Total weight of the Ground Floor = 4012 KN.

Total factored weight of the Ground Floor = 1.2x4012

= 4814 KN

- First Floor:

Weight of the Slab = 1170 KN.

Weight of Columns =106 KN.

Weight of walls = 2736 KN.

Total weight of the First Floor = 4012 KN.

Total factored weight of the First Floor = 1.2x4012

= 4814 KN

- Roof Floor:

Weight of the Slab = 750 KN.

Weight of Columns = 54 KN.

Weight of walls = 1024 KN.

Total weight of the Roof Floor = 1828 KN.

Total factored weight of the Roof Floor = 1.2x1828

= 2194 KN

Total factored weight of the Building Floors = 13565 KN.

3. Calculation of shear force on shear walls:

$T = 0.0488 \times (13)^{3/4} = 0.33\,\text{second}$.

The base shear force:

$$V = \frac{0.3 \times 1}{5.5 \times 0.33} \times 13565 = 2242\text{KN}$$

The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5 \times 0.3 \times 1}{5.5} \times 13565 = 1850\text{KN}$$

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

$V = 0.11 \times 0.3 \times 1 \times 13565 = 447.6\text{KN}$

Select V=1850 KN

$F_x = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^{n} w_i h_i$

$F_t = 0.07\text{TV}.$

F_t = 0.07 x 0.14 x 1850 = 18.13 KN < 0.25V= 463 KN

$\sum_{i=1}^{n} w_i h_i$ = 3.25 x 1543 + 6.5 x 4814 + 9.75 x 4814 + 13 x 5800.3

=111764.25KN.

F_{x1} = [(1850 -18.13) x 4814 x 3.25] / 111764.25 = 256.4 KN Shear force at basement floor.

F_{x2} = [(1850-18.13) x 4814x6.5]/ 1111764.25 = 512 KN Shear force at ground floor.

F_{x3} = [(1850-18.13)x 4814x9.75]/ 1111764.25 = 769.3 KN Shear force at first floor.

F_{x4} = [(1850-18.13)x 2194x9.75]/ 111764.25 = 351 KN Shear force at roof floor.

Ratio calculation for wall No.No.1 in x direction:

F_{x1} = 256.4x0.2 = 51.28 KN at basement floor.

F_{x2} = 512x0.2 = 102.4 KN at ground floor.

F_{x3} = 769.3x0.2 = 153.8 KN at the first floor.

F_{x4} = 351x0.2 = 70.2 KN at the roof floor.

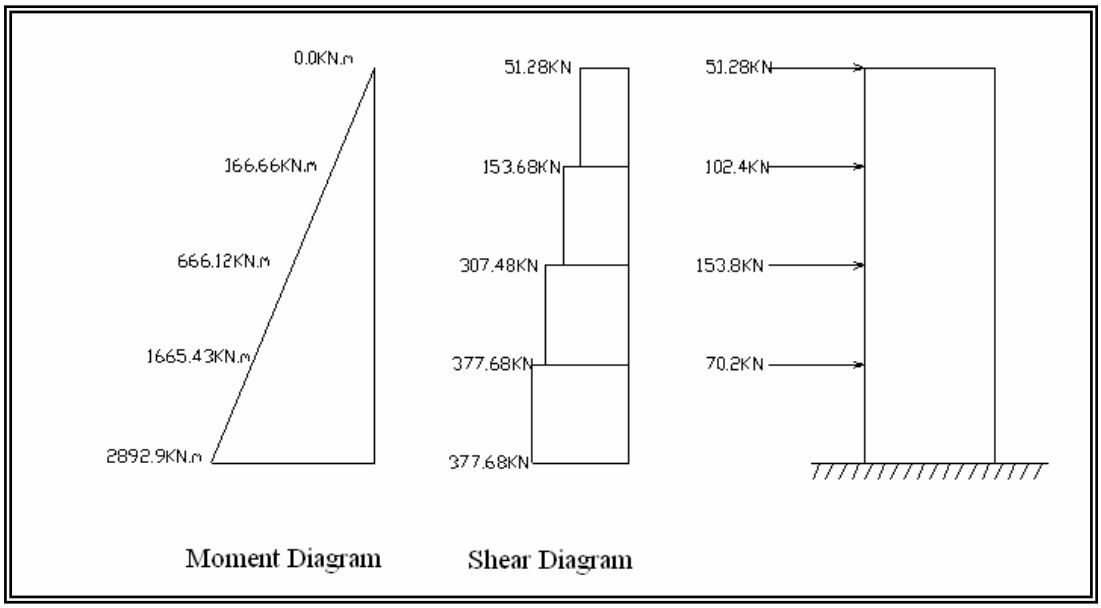


Fig. (4.16) Moment and Shear Diagram of the Shear Wall

4. Design of shear:

Vu = 377.68 KN.

d = 0.8xLw = 0.8x4.5 = 3.6 m.

ϕ Vc=0.75×$\frac{1}{6}$×$\sqrt{25.5}$×3600×200=454.5KN.

0.5xϕVc = 227 KN> Vu = 377.68 KN > ϕVc=454.5KN

$\therefore$ **Minimum shear reinforcement is required.**

Vs min = $\frac{1}{3}$×b×d=$\frac{1}{3}$×3600×200=237.6KN

Assume Φ 10 for shear Reinforcement.

$$S\ req = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vsreq} = \frac{2 \times 0.79 \times 420 \times 3600}{237.6 \times 10^3} = 100\ cm\ .$$

The required spacing is the smaller of the following:

$$S = \frac{Lw}{6} = \frac{450}{6} = 75cm$$

$$or,\ S = 3 \times h = 75cm$$

$$or\ \ S = 45cm$$

$$select\ S = 45cm$$

$$\frac{Av}{s} req \geq (\frac{Av}{s} min = 0.0025 \times h) \text{.....(ACI 11.8.4)}$$

$$\frac{2 \times 0.79}{45} \geq 0.0025 \times 25 \Rightarrow 0.035cm \leq 0.06cm \text{.....} O.K\ .$$

- So, use Φ10@25cm.

$$\frac{2 \times 0.79}{25} \geq 0.0025*25 \Rightarrow 0.063\,\text{cm} \geq 0.063\text{cm}\text{.....O.K.}$$

5. Design of Vertical Reinforcement:

Minimum Vertical Reinforcement:

ρ_{min}=0.0025+0.5(2.5-$\frac{hw}{Lw}$)(ρh-0.0025) …..….. (ACI 11.10.9.4).

ρh= Horizontal reinforcement ratio.

$$\rho h = \frac{(2\times(0.79)\times\frac{100}{25})}{100\times 25} = 2.5\times10^{-3}$$

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5(2.5-\frac{25}{450})(2.5\times10^{-3} - 0.0025) = 0.0025 .$$

As req = 0.0025 x 3600 x 25 = 225 cm² (For Both Faces).

- Use Φ12@35 As provided = 226 cm2 > As req ……..OK.

$\frac{Av}{s}$req ≥ ($\frac{Av}{s}$min=0.0025×h).....(ACI 11.8.4)

$$\frac{2\times1.13}{35} \geq 0.0025\times25 \Rightarrow 0.065 \geq 0.0063.....OK$$

6. Design of Moment:

- **Design as light loaded shear wall.**

So the Vertical reinforcement of (Φ12@35), will not be considered.

Mu = 2892.9 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b\times d^2} = \frac{2892.9\times10^6}{0.9\times250\times3600^2} = 1.0 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.38\times 1.0}{420}}\right) = 0.0024$$

$\text{As req} = 0.0024\times 25\times 360 = 21.9\ \text{cm}^2$

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{f'_c}\times b\times d}{4\times f_y} \geq \frac{1.4\times b\times d}{f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{25.5}\times 250\times 3600}{4\times 420} \geq \frac{1.4\times 250\times 3600}{420}$$

$$= 27.1 cm^2 \geq 30 cm^2$$

$\therefore \text{As min} = 30\,\text{cm}^2$

$As\ req = 1.3\times 21.9 cm^2 \geq As\ \text{min} = 30\, cm^2$

$As\ req = 28.5\ cm^2$

$As\ selected = 28.5\ cm^2$

- Use 6Φ25 , As provided = 29.5 cm².

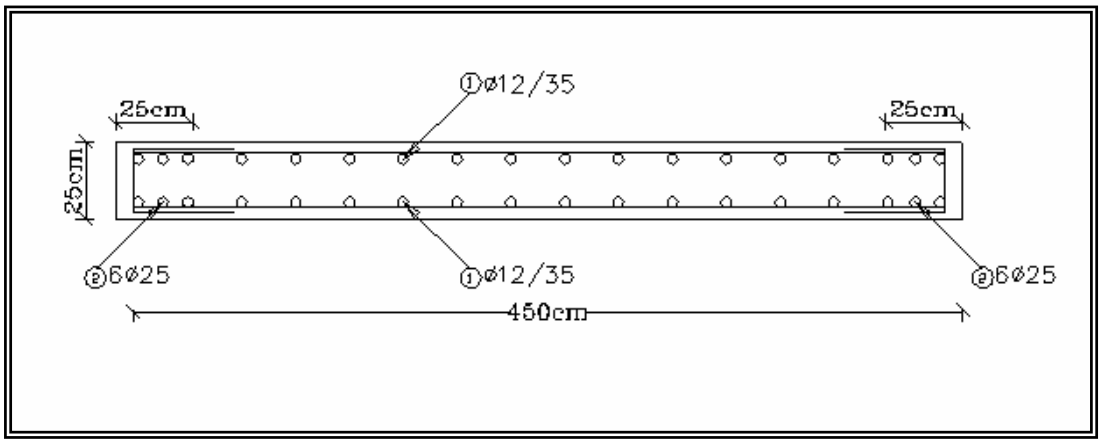


Fig. (4.17) Reinforcement of the Shear Wall

4.11 Design of the Dome (Related to the mosque in the Public area)

By using the membrane theory of shell revolution:

Assume the height of dome = 3m

Distance from center to center = 8 + 0.1 + 0.1 = 8.2 m

$(4.1)^2 + (R-3)^2 = R^2$

$(4.1)^2 = R^2 - (R-3)^2$

$(4.1) = R^2 - R^2 + 6R - 9$

$16.8 = 6R - 9$

$6R = 25.8$

$R = 4.3m$

$\cos\phi = \frac{R-3}{R} = \frac{4.3-3}{4.3} = 0.3$

$\phi = 72.4° > 51.8°$

$\therefore$ The shell is subjected to tensile hoop stress.

1. Calculation of load:

Dead load:

Assume the thickness of the dome to be h = 15cm

Self weight = (0.15).(25) = 3.75 KN/m²

Live load:

Service Live load = 2.6 KN/m²

Total Service load = 3.75 + 2.6 = 6.35 KN/m²

Total Factored load = 1.2(3.75) + 1.6(2.6) = 8.7 KN/m²

2. Stresses calculation:

The total vertical load for part of the dome making α with the vertical

$= W \times 2\pi \times R^2 \times (1 - \cos\alpha)$

$= 8.7 \times 2\pi \times 4.3^2 \times (1 - \cos\alpha)$

The meridian force:

$$N\phi = \frac{-2\pi \times W \times R^2 \times (1 - \cos\alpha)}{2\pi \times R \times \sin^2\alpha}$$

$$= \frac{-W \times R}{(1 + \cos\alpha)} = \frac{-8.7 \times 4.3}{(1 + \cos\alpha)} = \frac{-37.41}{(1 + \cos\alpha)}$$

The hoop force:

$$N\theta = W \times R \times \left(\frac{1}{1 + \cos\alpha} - \cos\alpha\right)$$

$$= 37.41 \times \left(\frac{1}{1 + \cos\alpha} - \cos\alpha\right)$$

Determining the meridian and hoop stresses when α = 0 and α = 72.4

When α = 0:

$$N\phi = \frac{-37.41}{(1 + \cos 0)} = -18.71 KN$$

$$N\theta = 37.41 \times \left(\frac{1}{1 + \cos 0} - \cos 0\right) = -18.71 KN$$

When α = 72.4:

$$N\phi = \frac{-37.41}{(1+\cos 72.4)} = -28.72KN$$

$$N\theta = 37.41\times(\frac{1}{1+\cos 72.4} - \cos 72.4) = 17.4KN$$

The maximum value of meridian force NΦ = -28.72 KN (compression force occurs at the base).

The maximum value of hoop force Nθ= 17.4 KN (tension force occurs at the base).

The maximum compressive hoop force Nθ = -18.71 KN

3. Design of reinforcement:

The maximum compressive stress due to meridian force NΦ :

$$\frac{-37.41\times 1000}{(150\times 1000)} = -0.35Mpa < \delta c = 10Mpa$$

The maximum compressive stress due to hoop force Nθ :

$$\frac{-18.71\times 1000}{(150\times 1000)} = -0.125Mpa < \delta c = 10Mpa$$

The maximum tensile stress due to hoop force Nθ:

$$\frac{17.4\times 1000}{(150\times 1000)} = 0.12Mpa < \delta t = 5Mpa$$

The maximum compressive stress and the maximum tensile stress are less than the compressive and tensile strength of concrete, so no reinforcement is required but minimum reinforcement will be applied.

Minimum reinforcement:

$$\frac{\sqrt{f'c}}{4\times fy}\times b\times d \geq \frac{1.4}{fy}\times b\times d$$

$3.77cm^2 \geq 3.85cm^2$

$As_{\min} = 3.85cm^2$

$\phi 12@25$ cm (for hoop and meridian)

4. Design of the ring beam:

The maximum compressive force is due to meridian stress:

NΦ = -28.72 KN

The force transfer from dome to the ring beam

F= 28.72 x cos 72.4 =8.7 KN/m of ring beam from the dome

The total load on the beam equals the load of dome in addition to the load slab

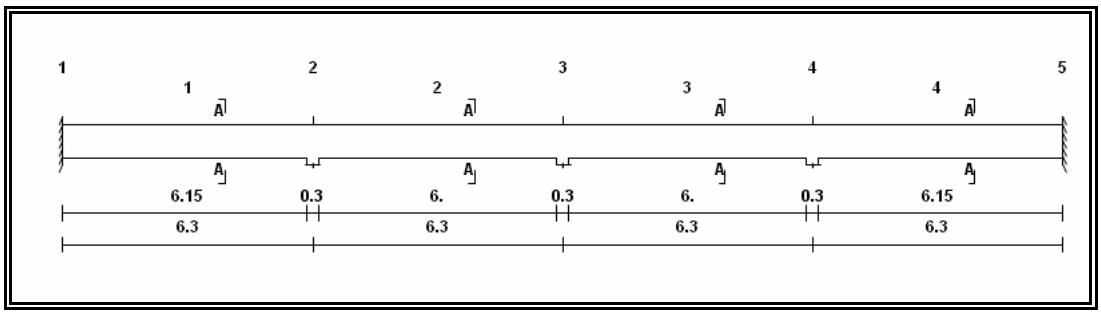


Fig. (4.18) Geometry of the Ring Beam

(4.a) Calculation of thickness:

Span (1):

h min = L / 18.5 for exterior span

h min = 630 / 18.5 = 34 cm

Span (2):

h min = L / 21 for interior span

h min = 630 / 21 = 30 cm

∴ Use an overall depth of 35 cm

d= h - Cover - d/2 = 35 – 4 – 1– 2/2 = 29 cm.

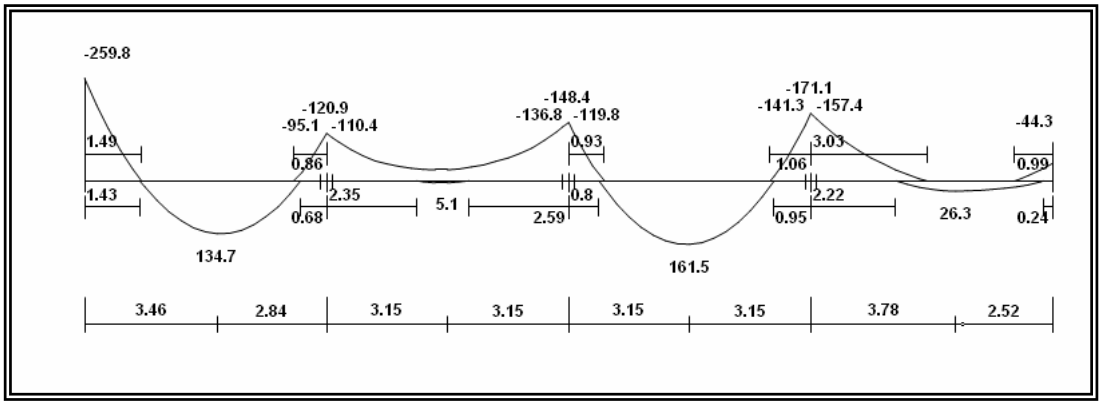


Fig.(4.19) moment envelope for the Beam

(4.b) Beam width:

$Assume\ \rho = 0.5\rho_{max}$

$$\in_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{29}{0.0051}$$

$$X_b = 17.1cm$$

$$a_b = \beta_1 \times X_b = 0.85 \times 17.1 = 14.5cm$$

$$0.85 f_c \times b \times a_b = \rho_b \times b \times d \times f_y$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 25.5 \times 14.5}{29 \times 420} = 0.0258$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0258 = 0.01935$$

$$\rho_{selected} = 0.5 \times 0.01935 = 0.00968$$

Max. Moment = 259.8 KN.m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

$$R_n = \rho f_y (1 - 0.5 \rho_m)$$
$$= 0.00968 \times 420 (1 - 0.5 \times 0.00968 \times 19.38)$$
$$= 3.68 \text{Mpa}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{bd}^2} = 3.68 = \frac{259.8 \times 10^{-3}}{0.9 \times \text{b} \times 0.29^2}$$
$$\text{b} = 0.93 \text{m}$$

Use b = 1.4 m .

(4.c) Design for positive moment:

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{\text{fc}'}}{4\text{fy}} (\text{b})(\text{d}) \geq \frac{1.4}{\text{fy}} (\text{b})(\text{d})$$
$$= \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)} (140)(29) \geq \frac{1.4}{420} (140)(29)$$
$$= 12.2 \text{cm}^2 \geq 13.5 \text{cm}^2$$

$\therefore$ As min = 13.5cm^2

As max = 0.01935 x 140 x 29 = 78.6 cm^2

Span (1):

Mu = 134.7 KN.m

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{134.7 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.4 \times 0.29^2} = 1.27 Mpa$$
$$m = 19.38$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 19.38\times 1.27}{420}}\right) = 0.0031$$

As = 0.0031x140x29 = 12.59 cm²

As min = 13.5 cm^2

- **Use 7Φ16**

Span (2):

There is no positive moment,

So minimum reinforcement is required.

As min = 13.5 cm^2

- **Use 7 Φ16**

Span (3):

Mu = 161.5KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{161.5\times 10^{-3}}{0.9\times 1.4\times 0.29^2} = 1.52Mpa$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.0038$$

As = 0.0038x140x29 = 15.43 cm²

- **Use 7 Φ 16**

Span(4):

Mu = 26.3KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{26.3\times 10^{-3}}{0.9\times 1.4\times 0.29^2} = 0.25Mpa$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.0006$$

So minimum reinforcement is required,

A s min = 13.5 cm ^{2}

- **Use 7 Φ16**

(4.d) Design for Negative moment:

Support (1):

Mu = 259.8 KN.m

$m = 19.38$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{259.8 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.4 \times 0.29^2} = 2.45 Mpa$$

$m = 19.38$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.0062$$

As = 0.0062x140x29 = 25.2 cm²

- **Use 9 Φ 20**

Support (2):

Mu = 120.1 KN.m

$m = 19.38$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{120.1 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.4 \times 0.29^2} = 1.13 Mpa$$

$m = 19.38$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.0028$$

As = 0.0028x140x29 = 11.4 cm²

A s min = 13.5 cm^2

- **Use 7 Φ16**

Support(3):

Mu = 148.4 KN.m

$m = 19.38$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{148.4 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.4 \times 0.29^2} = 1.4 Mpa$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.0035$$

As = 0.0035x140x29 = 14.2 cm²

- **Use 7 Φ16**

Support (4):

Mu = 171.1 KN.m

$m = 19.38$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{171.1 \times 10^{-3}}{0.9 \times 1.4 \times 0.29^2} = 1.6 Mpa$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.004$$

As = 0.004x140x29 = 16.2 cm²

- **Use 6 Φ20**

Support (5):

Mu = 44.3 KN.m

$m = 19.38$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{44.3\times10^{-3}}{0.9\times1.4\times0.29^2} = 0.42Mpa$$

$$m = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = 0.001$$

As = 0.001x140x29 = 4.1 cm²

A_s min = 13.5 cm^2

- **Use 7 Φ16.**

(4.e) Design of Shear of edge beam:

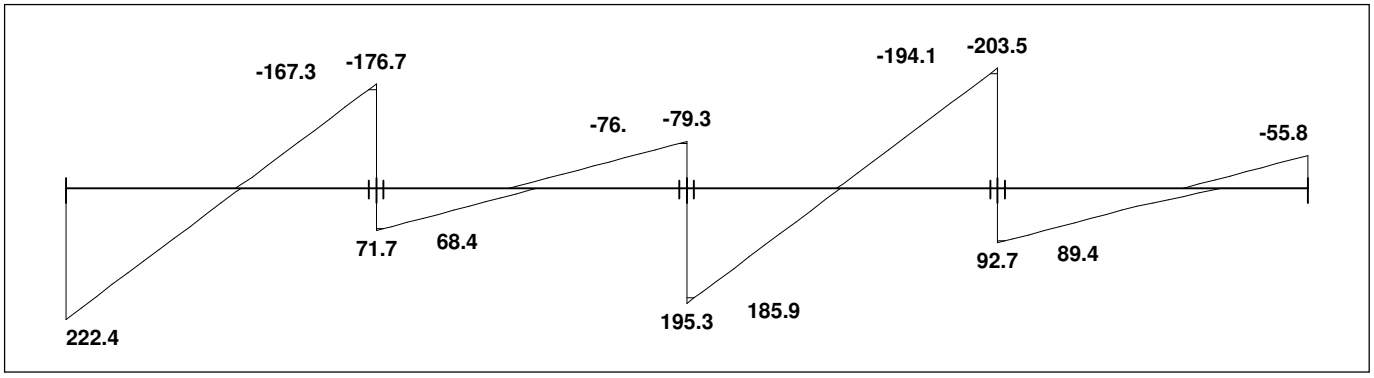


Fig. (4.20): Shear envelope for Beam B2

$V_{u\,max}$ = 222.4 KN at d from face of support

$$\Phi V_c = 0.75\times(\frac{\sqrt{f_c'}}{6})bd = \left(0.75\times\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)(1.4)(0.29)(1000) = 256.3\text{KN}$$

Category (2):

$0.5\phi Vc < Vu \le \phi Vc$

128.15 KN < 222.4 KN ≤ 256.3 KN

$\Phi V_{s\,min} = 0.75 \times \frac{1}{3} \times (Mpa) \times b \times d$

$= 0.75 \times \frac{1}{3} \times (Mpa) \times 1.4 \times 0.29 \times 1000 = 101.5\,KN$

$S = \frac{\Phi A_v f_y d}{\Phi Vs} = \frac{0.75 \times 4 \times 0.79 \times 42 \times 29}{101.5} = 28.44$ cm

$S \leq d/2 = 9.5$ cm ……. Control

$S \leq 60$ cm

- **Use 2 Φ 10 stirrups @ 9.5 cm**

$\phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_{s\,min}$

$\phi V_n = 256.3 + 101.5 = 357.8$ KN.....O.K.

4.12 Pool Design

1. Design of Retaining Wall:

γ_{soil} =18 KN/m³ (Unit weight of the soil)

θ = 30° (Assumption for granular soil)

H = 2.5 m (Height of the retaining wall)

Ka =.33

Kp =3.33

Case A: Static System against earth pressure:

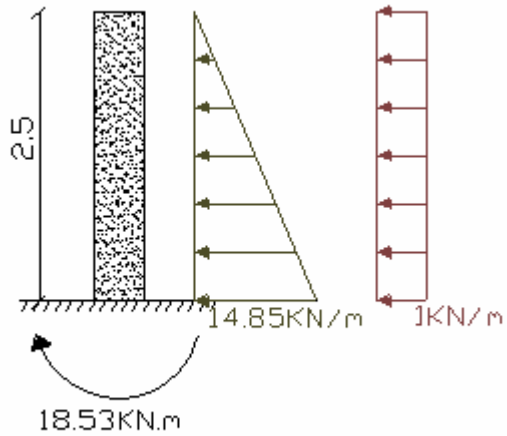


Fig. (4.21): Static System against earth pressure

E.L. calculation

$ea = \gamma \times H \times Ka$

$= 18 \times 2.5 \times .33 = 14.85$ KN/m^2

$Ea = 0.5 \times H \times ea$

$= 0.5 \times 2.5 \times 14.85 = 18.56$ KN/m

L.L. calculation

$eap = p \times Ka$

$= 3 \times 0.33 = 1$ KN/m^2

$Eap = H \times eap$

$= 2.5 \times 1 = 2.5$ KN/m

$\sum$ Ma (positive clockwise)

-18.56×0.83-1.25×2.5= -18.53 KN.m

Case B: Static System against water pressure:

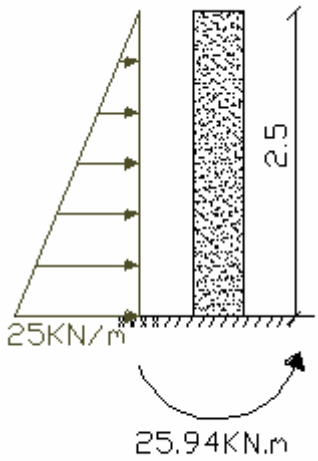


Fig. (4.22): Static System against water pressure

$w = \gamma \times H$

$= 10 \times 2.5 = 25$ KN/m^2

$W = 0.5 \times H \times w$

$= 0.5 \times 2.5 \times 25 = 31.25$ KN/m

$\sum$ Ma (positive clockwise)

31.25×0.83=25.94 KN.m

(for 1m strip)

(1.a)Determination of thickness of the retaining wall:

For wall thickness determination we use the water pressure because its pressure is more than earth pressure, so that the design moment is M= 25.94 KN.m.

Use,

$\rho = 0.5(\rho_{max})$

ρ=0.01935

$\rho = \rho max$ =0.0097

Use $\rho \approx 0.01$

m= 19.38

M = 25.94 KN.m

Mu = 41.5 KN.m

Mn = 46.11 KN.m

$$Rn = \rho(Fy(1-0.5\rho m)$$

$$Rn = 0.01(420(1-0.5\times 0.01\times 19.38)$$

$$= 3.79 \text{ MPa}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{Mn}{Rn\times b}} = \sqrt{\frac{46.11\times 10^6}{3.79\times 1000}} = 110.3 \text{ mm}$$

If Φ20 bars are used:

h = (110.3+20+70) = 200.3 mm

∴ Use h=250 mm.

(1.b)Wall Reinforcement:

A: design against earth pressure:

M = 18.53 KN.m

Mu = 29.65 KN.m

$$Rn=\frac{Mn}{0.9\times b\times d^2}=\frac{29.65\times10^6}{0.9\times1000\times155^2}=1.37\ N/mm^2$$

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

$$\rho=\frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times1.37}{420}}\right)=0.0034$$

$$As\ req=0.0034\times100\times15.5=5.27\,cm^2/m$$

$$As\ min=\frac{\sqrt{f_{c'}}\times b\times d}{4\times f_y}\geq\frac{1.4\times b\times d}{f_y}$$

$$As\ min=\frac{\sqrt{25.5}\times1000\times155}{4\times420}\geq\frac{1.4\times1000\times155}{420}$$

$$As\ min=465mm^2\geq5.16\,mm^2$$

$$As\ min=5.16\,cm^2/m$$

$$As\ req=5.27\,cm^2/m\geq As\ min=5.16\,cm^2/m$$

$$As\ selected=5.27\,cm^2/m$$

Check shrinkage and temperature reinforcement

$As\ shrinkage$ = 0.0018 x 100x 25 = 4.5 cm^2 /m

$$As\ req=5.27\,cm^2/m\geq As\ shrinkage=4.5\,cm^2/m$$

$$As\ required=5.27\ cm^2/m$$

- **Use Φ12 @ 20 cm**..... $As_{prov.}$ = 5.65 cm^2 /m

Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement

$A_{s\ shrinkage} = 0.0018 \text{ x } 100\text{x } 25 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Use Φ12 @ 25 cm..... $As_{prov.} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$

B: design against water pressure:

M = 25.94 KN.m

Mu = 41.5 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{0.9 \times b \times d^2} = \frac{41.5 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 155^2} = 1.92 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 1.92}{420}}\right) = 0.0048$$

$$A_{s\ req} = 0.0048 \times 100 \times 15.5 = 7.44\, cm^2/m$$

$$A_{s\ \min} = \frac{\sqrt{f_{c'}} \times b \times d}{4 \times f_y} \geq \frac{1.4 \times b \times d}{f_y}$$

$$A_{s\ \min} = \frac{\sqrt{25.5} \times 1000 \times 155}{4 \times 420} \geq \frac{1.4 \times 1000 \times 155}{420}$$

$$A_{s\ \min} = 465 mm^2 \geq 5.16 mm^2$$

$$A_{s\ \min} = 5.16\, cm^2/m$$

$$As\, req = 7.44\, cm^2/m \geq As \min = 5.16\, cm^2/m$$

$$As\, selected = 7.44\, cm^2/m$$

Check shrinkage and temperature reinforcement

$A_{s\ shrinkage} = 0.0018 \text{ x } 100\text{x } 25 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$

$As\ req = 7.44\,cm^2 / m \geq As\ shrinkage = 4.5\,cm^2 / m$

As required=7.44 cm^2/m

- Use Φ14 @ 20 cm..... $As_{prov.}$ = 7.7 cm^2 /m

Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement

A $s\ shrinkage$ = 0.0018 x 100x 25 = 4.5 cm^2 /m

- **Use Φ12 @ 25 cm..... $As_{prov.}$ = 4.52 cm^2 /m**

2. Design of the Base of the Pool

Taking a one meter strip in the short direction to design this strip, then use the steel result for all the slab in both direction.

Load calculation:

Take the strip for maximum height of the pool:

Case A: Earth pressure and wall weight:

Load due to wall weight:

P = 0.25x2.5x25 = 15.625 KN

Pu = 1.2x15.625 = 18.75 KN

Load due to earth weight:

E.L. calculation

$ea = \gamma \times H \times Ka$

$= 18 \times 2.5 \times .33 = 14.85$ KN/m^2

$$Ea = 0.5 \times H \times ea$$

$$= 0.5 \times 2.5 \times 14.85 = 18.56 \text{ KN/m}$$

L.L. calculation

$$eap = p \times Ka$$

$$= 3 \times 0.33 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Eap = H \times eap$$

$$= 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/m}$$

$\sum$ Ma (positive clockwise)

$$-18.56 \times 0.83 - 1.25 \times 2.5 = -18.53 \, KN.m$$

$$\sum \text{Mu} = 1.6 \times 18.53$$

$$= 29.65 \text{ KN.m}$$

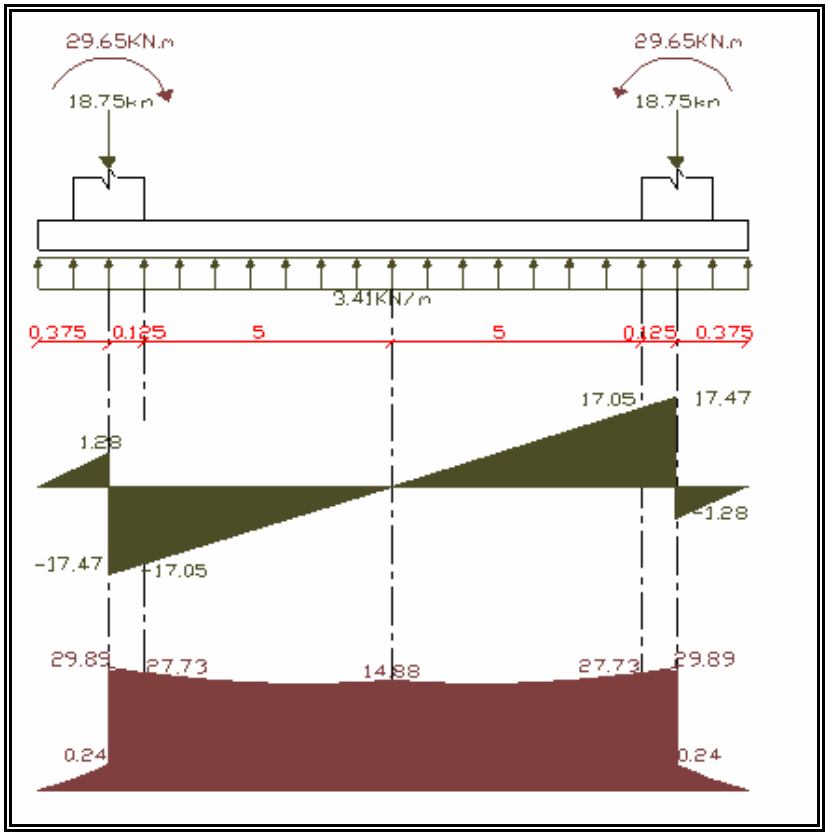


Fig. (4.23): Static System against water pressure

Moment design take at the face of wall (Mu= 27.73 KN.m), So that the bottom reinforcement are required ,

$$\text{Rn}=\frac{\text{Mn}}{0.9\times b\times d^2}=\frac{27.73\times10^6}{0.9\times1000\times210^2}=0.7\ \text{N/mm}^2$$

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

$$\rho=\frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times0.7}{420}}\right)=0.0017$$

$$\text{A}s\ req=\ 0.0017\times100\times21=3.57\,cm^2/m$$

$$\text{A}s\ \min=\ \frac{\sqrt{f_{c'}}\times b\times d}{4\times f_y}\geq\frac{1.4\times b\times d}{f_y}$$

$$\text{A}s\ \min=\ \frac{\sqrt{25.5}\times1000\times210}{4\times420}\geq\frac{1.4\times1000\times210}{420}$$

$$\text{A}s\ \min=\ 631mm^2\geq700\,mm^2$$

$$\text{A}s\ \min=\ 7\,cm^2/m$$

$$As\,req=8.19\,cm^2/m\geq As\min=7\,cm^2/m$$

$$As\,selected=7\,cm^2/m$$

Check shrinkage and temperature reinforcement

$$\text{A}s\ shrinkage=0.0018\text{ x }100\text{x }30=5.4\text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As\,req=7\,cm^2/m\geq As\,shrinkage=5.4\,cm^2/m$$

$$Aequired=7\ cm^2/m$$

- **Use Φ14 @ 20 cm..... $As_{prov.}$ = 7.7 cm² /m**

Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement

$A_{s\ shrinkage} = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4\ cm^2/m$

- **Use Φ12 @ 20 cm**..... $As_{prov.} = 5.65\ cm^2/m$

Case B: Water pressure and Wall aweight:

Load due to wall weight:

P = 0.25x2.5x25 = 15.625 KN

Pu = 1.2x15.625 = 18.75 KN

Load due to Water weight:

$w = \gamma \times H$

$= 10 \times 2.5 = 25\ KN/m^2$

$W = 0.5 \times H \times w$

$= 0.5 \times 2.5 \times 25 = 31.25\ KN/m$

$\sum$ Ma (positive clockwise)

$31.25 \times 0.83 = 25.94\ KN.m$

$\sum Mu = 1.6 \times 25.94$

$= 41.5\ KN.m$

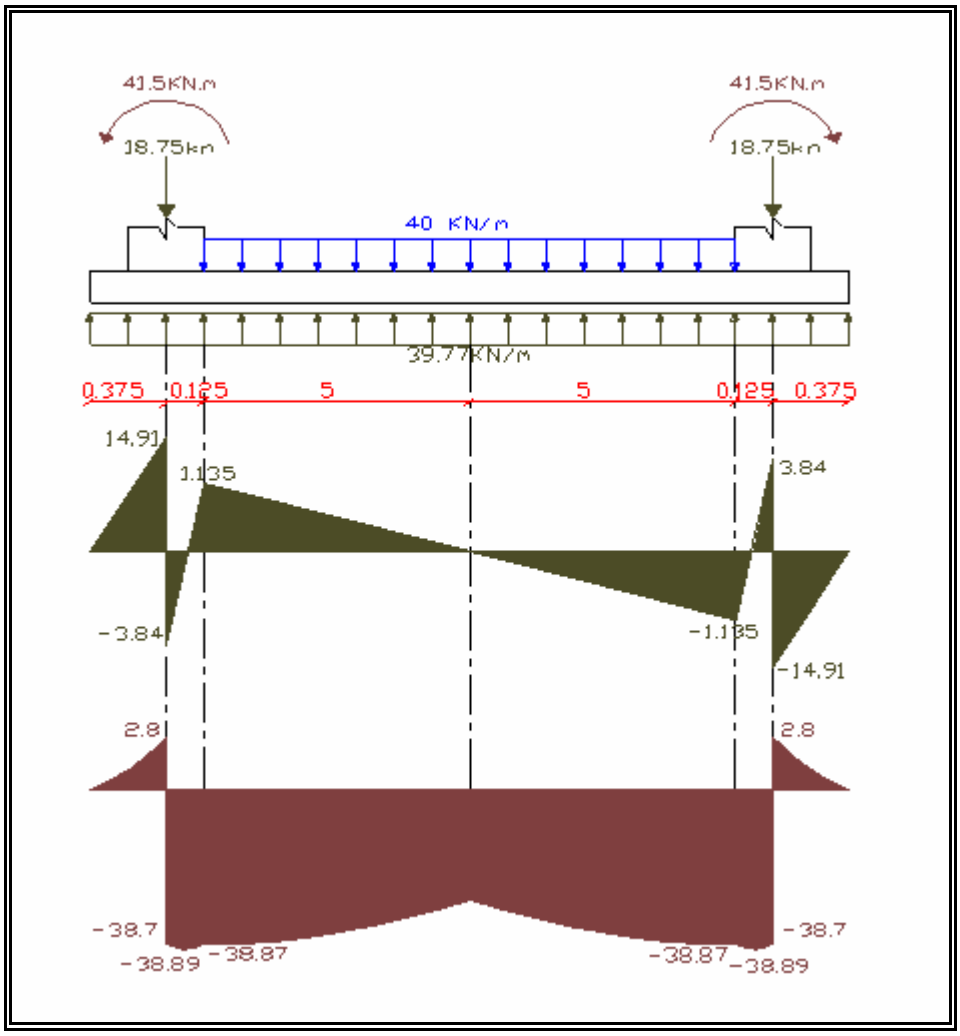


Fig. (4.24): Static System against water pressure

Moment design take at the face of wall (Mu= -38.87 KN.m) , So that the top reinforcement required

$$Rn = \frac{Mn}{0.9 * b * d^2} = \frac{38.87 \times 10^6}{0.9 * 1000 * 210^2} = 0.98\, N/mm^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 0.98}{420}}\right) = 0.0039$$

$$A_s\ req = 0.0039 \times 100 \times 21 = 8.19\, cm^2 / m$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{f_{c'}} \times b \times d}{4 \times f_y} \geq \frac{1.4 \times b \times d}{f_y}$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{25.5} \times 1000 \times 210}{4 \times 420} \geq \frac{1.4 \times 1000 \times 210}{420}$$

$$A_s\ \min = 631 mm^2 \geq 700 mm^2$$

$$A_s\ \min = 7\, cm^2 / m$$

$$As\ req = 8.19\, cm^2 / m \geq As\ \min = 7\, cm^2 / m$$

$$As\ selected = 8.19\, cm^2 / m$$

Check shrinkage and temperature reinforcement

$A_s\ shrinkage = 0.0018$ x 100x 30 = 5.4 cm^2 /m

$$As\ req = 8.19\, cm^2 / m \geq As\ shrinkage = 5.1 cm^2 / m$$

$$Aequired = 8.19\ cm^2 / m$$

Use Φ16 @ 20 cm..... $As_{prov.}$ = 10.05 cm² /m

Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement

$A_s\ shrinkage = 0.0018$ x 100x 30 = 5.4 cm^2 /m

- **Use Φ12 @ 20 cm**..... $As_{prov.}$ = 5.65 cm² /m

Design of dowels:

$$\phi Pn = \phi(0.85 \times f'c \times Ag)$$
$$= 0.7 \times 0.85 \times 25.5 \times 1000 \times 250$$
$$= 3570\, KN$$
$$\therefore \phi Pn = 3570\, KN \geq Pu = 18.75\, KN$$

No dowels required, use minimum reinforcement dowels:

$As = 0.0012 \times Ag$

$= 0.0012 \times 100 \times 30 = 3.6\, cm^2$

- **Use Φ12 @ 25 cm**..... As prov. = 4.52 cm² /m

Check for one way shear

Vu = 17.05 KN (at face)

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)\times 1000 \times 210$$

= 132556 N = 132.556 KN

$\therefore \Phi V_c = 132.556\, KN \geq V_u = 17.0 KN$ .....O.K.

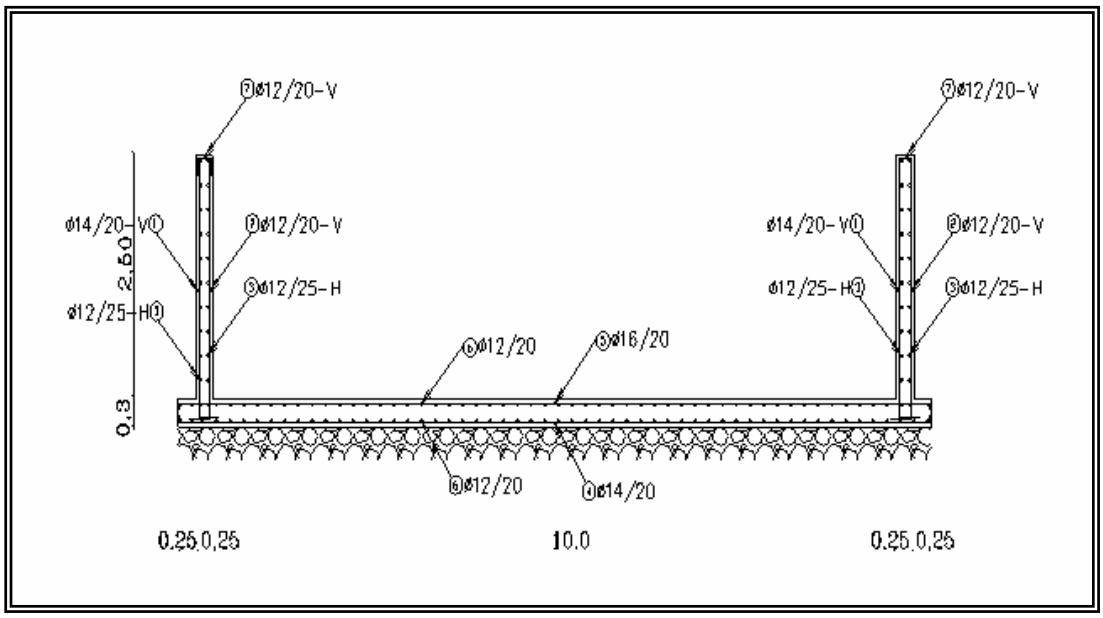


Fig. (4.25): Reinforcement of the Pool

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

4-2 Design of Rib

4-3 Design of Beam

4-4 Design of One Way Solid Slab

4-5 Design of Column

4-6 Design of Isolated Footing

4-7 Design of a Strip Footing

4-8 Design of a Basement Wall

4-9 Design of Stair

4-10 Design of Shear wall

4-11 Design of Dome

4-12 Design of Pool

الاستنتاجات و التوصيات

1.5 التوصيات :

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

2. تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم مع أخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.

3. تم استخدام نظام (One-way ribbed slab) في جميع المباني العامة و السكنية نظرا لطبيعة هذه المباني. كما تم استخدام عقدات (Solid slab) لآبار المياه و الحمامات في المناطق العامة لسهولة تنفيذ هذا النوع من العقدات و فاعليتها ايضا في تحمل الاحمال الواقعة عليها.

4. تم تصميم اساسات جميع المباني السكنية و المباني العامة باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها ($5\ Kg/cm^2$)، وبالتالي فإن اختيار الشكل النهائي للاساسات قد يختلف اذا ما تم فحص التربة و استنتاج غير ذلك.

5. بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (ATIR) في التصميم و ثم مقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويًا وكانت النتائج متطابقة كما هي في الامثلة الموضحة.

6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

7. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكله ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع و مرضي .

8. جميع المباني في هذا المشروع صممت لأربعة طوابق بما فيها المسجد و الروضة (طابقان).

9. ينصح في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية و الهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة الأردنية .

10. في حال تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم الحساب عليها في التصميم فيجب إعادة تصميم الأساسات من جديد كما في البند 4.

11. يجب استكمال تصميم المشروع بحيث يتم عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي قبل المباشرة في تنفيذ المشروع.

2.5 الإستنتاجات :

لقد كان لهذا المشروع دورا كبيرا في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. ونود هنا ومن خلال هذه التجربة أن نقدم مجموعة من التوصيات نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن خطط بأن يختار مشاريع ذات طابع انشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم إختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمباني، مع أنه وفي غالب الأحيان في بلادنا، أن يتم اختيار مبنى مكتف من الخرسانة المسلحة والواجهات الحجرية، ذلك أن نظام الأطر غير المكتفة والمقاومة للزلازل تحتاج إلى دقة وتفاصيل خاصة أثناء عملية التنفيذ. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها وذلك في تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة، أيضًا بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق المعماري، ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في أرجاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

ويمكن تلخيص أعمال المشروع كمايلي:

1. حساب الأحمال بنوعيها الميتة والحية والتي يتعرض لها أي مبنى وعناصره المختلفة.
2. تصميم العناصر الأفقية من عقدات وأعصاب وجسور وأدراج الخ... .
3. تصميم العناصر الرأسية من أعمدة وجدران.
4. مراجعة كفاءة جدران القص، مع العلم بأنه يفضل أن تكون هذه الجدران موزعه بانتظام في اجزاء المبنى وكذلك الاستفادة من وجود الجدران الخارجية وغيرها من الجدران الخرسانية المسلحة، وذلك لمقاومة القوى الأفقية من زلازل وغيرها.
5. تصميم الجدران الإستنادية "Basement Walls".
6. تصميم الأساسات بأنواعها وأشكالها المختلفة: المنفصله، المشتركة، المستمره، والحصيره.

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

1.6 التوصيات

2.6 النتائج

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)

Yield strength F_f MPa	Without drop panels			With drop panels		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beam	With edge beam		Without edge beam	With edge beam	
300	$L_n / 33$	$L_n / 36$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/40$	$L_n/40$
400	$L_n / 30$	$L_n / 33$	$L_n / 33$	$L_n / 33$	$L_n/36$	$L_n/36$

For values of reinforcement yield strength between the values given in the table ,minimum thickness shall be determined by linear interpolation .

Table (4-1) Minimum thickness for two way slab without interior beams

		Minimum thickness, h		
	Simply Supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Member not supported or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection			
Solid One –Way slab	L / 20	L /24	L /28	L/10
Beams or ribbed one – way slabs	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

For F_y other than 400 Mpa the values shall be multiplied by $(0.4+ F_y/700)$

Table (4-2) Minimum thickness of one slab

Table 3.6.1 Maximum Reinforcement Ratio ρ for Singly Reinforced Rectangular Beams (Corresponding to $0.75\rho_b$).

f_y	f'_c = 3000 psi β_1 = 0.85	f'_c = 3500 psi β_1 = 0.85	f'_c = 4000 psi β_1 = 0.85	f'_c = 5000 psi β_1 = 0.80	f'_c = 6000 psi β_1 = 0.75
40,000 psi	0.0278	0.0325	0.0371	0.0437	0.0491
50,000 psi	0.0206	0.0241	0.0275	0.0324	0.0364
60,000 psi	0.0160	0.0187	0.0214	0.0252	0.0283
f_y	f'_c = 20 MPa β_1 = 0.85	f'_c = 25 MPa β_1 = 0.85	f'_c = 30 MPa β_1 = 0.85	f'_c = 35 MPa β_1 = 0.81	f'_c = 40 MPa β_1 = 0.77
300 MPa	0.0241	0.0301	0.0361	0.0402	0.0436
350 MPa	0.0196	0.0244	0.0293	0.0326	0.0354
400 MPa	0.0163	0.0203	0.0244	0.0271	0.0295
f_y	f'_c = 200 kgf/cm² β_1 = 0.85	f'_c = 240 kgf/cm² β_1 = 0.85	f'_c = 280 kgf/cm² β_1 = 0.85	f'_c = 320 kgf/cm² β_1 = 0.82	f'_c = 360 kgf/cm² β_1 = 0.79
2800 kgf/cm²	0.0266	0.0319	0.0372	0.0410	0.0444
3500 kgf/cm²	0.0197	0.0236	0.0276	0.0304	0.0330
4200 kgf/cm²	0.0153	0.0184	0.0214	0.0236	0.0256

Table (A2) maximum reinforcement ratio

قائمة المصادر والمراجع

1. خليل إبراهيم واكد , الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية , دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع , 50 شارع الشيخ ريحان- الدور الأول – شقة 12 عابدين – القاهرة , جمهورية مصر العربية , 2001م.

2. كودات البناء الوطني الأردني, كودة الأحمال والقوى, مجلس البناء الوطني الأردني, عمان, الأردن, 1990م.

3. Chu-kia Wang - Charies G.salmon , Reinforced Concrete Design , sixth edition , Addison Wesley Educational Publishers , America , 1998.

4. N.C Sinka – S.K. Roy, Fundamentals of reinforced concrete, 4^{th} edition, America 1992.

5. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-02) AND Commentary Code (ACI 318M-02).

6. Mowafaq Abu-Zeineh- Farhat Osaily- Yousef GH. Al-Haimouni, "Structural Design and Details of a Multi story", Senior Project, Palestine Polytechnic University, Hebron, Palestine, 2006.

7. /http://www.cdd.gotevot.edu.sa