بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لعمارة سكنية

فريق العمل

أيمن صقر أبوزهرة

محمد يوسف الشمسطي

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

د. نصر عبوشي

.....

29/6/2010

توقيع رئيس الدائرة

م. خليل كرامة

.....

29/6/2010

أيار – 2010

الإهـــــــــــــــداء

إلى . . . .المعلم الأول سيد البشرية . . . . رسولنا محمد بن عبدالله (ﷺ).

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

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

إلى . . . .أنشودة الصغر وقدوة الكبر . . . . . أبي العزيز .

إلى . . . .نبع العطاء وسيل الحنان . . . . . أمي العزيزة .

إلى . . . .عنوان سعادتي . . . . . إخوتي الأعزاء .

إلى . . . .هبة السماء . . . . . أصدقائي الأوفياء .

إلى . . . .الشموع المحترقة لإنارة الدرب . . . . . أساتذتي .

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

إلى . . . .منهل العلم . . . . . جامعتي .

إلى . . . .من أحبني وأحببته .

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

يا رب شكرا ليس غيرك يشكر يا من له كل الخلائق تسجد .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة . . . جامعة بولتيكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا .

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية . . . . بطاقميها التدريسي والاداري .

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور . . . . نصر عبوشي .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لعمارة سكنية

إعداد

أيمن أبوزهرة، محمد الشمسطي

جامعة بوليتكنك فلسطين

الملخص

يواجه قطاع الإسكان الفلسطيني العديد من المشاكل والتحديات نتيجة للنمو السكاني من جهة، وإجراءات المنع القمعية التي يمارسها الاحتلال الإسرائيلي من جهة أخرى، مما استأثر اهتمام المختصين في هذا المجال لإيجاد الحلول الممكنة والتي تمثلت في التوجه نحو العمارات السكنية لتحقيق الغاية المرجوة بتوفير المساكن اللازمة.

وسنقوم في هذه الدراسة، وبالاستفادة من أفكار المعماري في دراسته التي حقق فيها كافة المتطلبات المعمارية من فراغات وتوجيه، ومن الدراسات الإنشائية السابقة لمشاريع مشابهة أعدها طلاب الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين، بعمل التصميم الإنشائي لعمارة سكنية، بدءا بدراسة المخططات المعمارية المقترحة للمشروع، ثم الانتقال إلى العمل الإنشائي مبدوءاً بتوزيع الأعمدة والجسور، وتحديد الأحمال والنظام الإنشائي الأفضل الذي سيتم اختياره بكل ما يحويه من عناصر إنشائية، لننتقل بعد ذلك إلى التصميم الإنشائي الكامل لكل عنصر من العناصر الإنشائية، وننتهي أخيراً بعمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، واستخدام (UBC-97) لتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي فسيتم تصميم المقاطع باستخدام الكود الأمريكي (ACI_2005)، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج المحوسبة مثل Autocad2007 , Atir , Microsoft Office , Staad-Pro2007 وغيرها.

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

Structural Design for Multistores Residential Building

Prepared by

Ayman Abuzahra Mohammad Alshamsti

Abstract

Palestinian housing sector is facing many problems and challenges as a result of population growth on the one hand, and prevention measures repression perpetrated by the Israeli occupation on the other hand, which captured the attention of specialists in this field to find solutions, and that was the trend towards apartment buildings to achieve the desired goal to provide the necessary housing.

We will in this study, shed lights upon the ideas of architecture in his study, which investigated all the requirements of architectural spaces and guidance, with the previous similar studies of the construction projects prepared by students of Civil Engineering and Architecture at Palestine Polytechnic University, the work of the structural design of the apartment building, beginning with an examination of the proposed architectural plans for the project, then move to the installation distribution of columns and beams, and to identify structural loads and the best system that will be selected from what is in all structural elements, move on later to complete the structural design of each component of the structural elements, and finally finish the work of construction drawings of the Executive fully and in detail each of them.

It is worth mentioning that the Jordanian Code will be used to determine the live loads, and use (UBC-97) to determine the seismic loads, but for analysis, structural design sections will be using the U.S. Code (ACI_2005), must be pointed out that he was relying on some programs, such as computerized Autocad2007 , Atir, Microsoft Office, Staad-Pro2007 and others.

After that the design of this project and making all that has been said is expected to conclude a number of results and forecasts is to link the information that has been studied in various courses, analysis and design of all structural elements and describe the impact of each of the elements on the other, and then the work of construction drawings of the Executive fully and in detail each of them.

الفهرس

الموضوع	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	ii
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
صفحة الملخص باللغة العربية	v
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vi
الفهرس	vii
قائمة الإختصارات	xvii
المصادر والمراجع	xix

رقم البند	المحتوى	رقم الصفحة
الفصل الأول	المقـدمـــة	1
1.1	مقدمة	2
1.2	نظرة عامة	3
1.3	مشكلة البحث	4
1.4	أسباب اختيار المشروع	4
1.5	أهداف البحث	4
1.6	نطاق المشروع	5
1.7	الدراسات السابقة	5
1.8	خطوات البحث	5
1.9	الجدول الزمني	6
1.10	وصف عام للبحث	6
الفصل الثاني	الوصف المعماري	7
2.1	مقدمة	8
2.2	لمحة عامة عن المشروع	9

2.3	موقع المشروع	10
2.4	العناصر المعمارية للمشروع	11
	2.4.1 وصف عناصر الحركة الافقية والرأسية	11
	2.4.2 وصف الطوابق	11
	2.4.2.1 طابق التسوية	11
	2.4.2.2 الطابق الأرضي	12
	2.4.2.3 الطابق الأول	12
	2.4.2.3 المنور	12
	2.4.3 وصف الواجهات	12
	2.4.3.1 الواجهة الجنوبية الشرقية	13
	2.4.3.2 الواجهة الشمالية الشرقية	13
	2.4.3.3 الواجهة الجنوبية الغربية	14
	2.4.3.4 الواجهة الشمالية الغربية	14
2.5	تحقيق الفعاليات المختلفة	15
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	16
3.1	مقدمة	17
3.2	هدف التصميم الإنشائي	17
3.3	الأحمال	18
	3.3.1 الأحمال الميتة	18
	3.3.2 الأحمال الحية	19
	3.3.3 الأحمال البيئية	20
	3.3.3.1 أحمال الرياح	20
	3.3.3.2 أحمال الثلوج	21
	3.3.3.3 أحمال الزلازل	22
	3.3.3.4 أحمال التمدد والانكماش	22
3.4	العناصر الإنشائية	22
	3.4.1 العقدات	22
	3.4.2 الجسور	25
	3.4.3 الأعمدة	27

	3.4.4 جدران القص	28
	3.4.5 الأدراج	28
	3.4.6 الأساسات	29
	3.4.7 الجدران الإستنادية	30
3.5	برامج الحاسوب المستخدمة	30

		Page #
Chapter Four	"Structural Analysis and Design"	31
4.1	Introduction	32
4.2	Factored Load	33
4.3	Slab thickness calculation	33
4.3.1	Determination of one – way ribbed slab thickness	33
4.4	Load calculation	34
4.4.1	Load calculation for one – way ribbed slab	34
4.5	Design of topping	35
4.6	Design of Rib (R1)	37
4.6.1	Design of positive moment for rib (R1)	39
4.6.2	Design of negative moment for rib (R1)	41
4.6.3	Design of shear for Rib (R1)	43
4.7	Design of Beam (B3)	45
4.7.1	Design of positive moment for beam (B3)	46
4.7.2	Design of negative moment for beam (B3)	48
4.7.3	Design of shear for beam (B3)	51
4.8	Design of One-way Solid Slab	53
4.8.1	Determination of thickness and Load Calculation	53
4.8.2	Design of Positive Moment	53
4.8.3	Shrinkage and Temperature Reinforcement	54
4.8.4	Development Length of Bars	54
4.9	Design of Stairs	55
4.9.1	Determination of Slab Thickness	55
4.9.2	Load Calculations	55

4.9.3	Design of Shear	56
4.9.4	Design of Bending Moment	57
4.9.5	Design of Secondary Reinforcement	58
4.9.6	Design of Landing	58
4.10	Design of Column	61
4.10.1	Design of Short column	61
4.10.2	Design of Long Column	62
4.11	Design of Strip Footing	65
4.11.1	Design of Bending Moment	66
4.11.2	Development Length	67
4.11.3	Design of Dowels	67
4.11.4	Design of secondary reinforcement	67
4.12	Design of Isolated Footing	68
4.12.1	Loads Calculation	68
4.12.2	Design of Footing Area	68
4.12.3	Determination of Footing Depth	69
4.12.4	Design of Bending Moment	71
4.12.5	Design of Dowels	73
4.13	Design of the well (Water Tank)	74
4.14	Design of Shear Wall	76
4.14.1	Weight of The Building	76
4.14.2	Calculation of Shear Force on Shear Wall	76
4.14.3	Design of Shear	78
4.14.4	Design of Bending Moment	80
4.15	Design of Mat Foundation	82
4.15.1	Load Calculation	82
4.15.2	Calculation of Required Area	82
4.15.3	Design of Shear	82
4.15.4	Design of Bending Moment	83

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	86
5.1	النتائج	87
5.2	التوصيات	88

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	6
3-1	جدول الكثافة النوعية لبعض مواد البناء	18
3-2	جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة	19
3-3	جدول أحمال الثلوج	21
4-1	Calculation of the Total Dead Load for one-way ribbed Slab	35
4-2	Calculation of Total Fx	77
4-3	Moment and Shear Values	77

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
2-1	الموقع المقترح للمشروع	10
2-2	الواجهة الجنوبية الشرقية	13
2-3	الواجهة الشمالية الشرقية	13
2-4	الواجهة الجنوبية الغربية	14
2-5	الواجهة الشمالية الغربية	14
3-1	عقدة مصمتة باتجاه واحد	23
3-2	عقدة مصمتة باتجاهين	23
3-3	عقدة عصب باتجاه واحد	24
3-4	عقدة عصب باتجاهين	24
3-5	جسر مسحور	25
3-6	جسر ساقط	26
3-7	أشكال الأعمدة	27
3-8	جدار قص	28
3-9	مقطع توضيحي في الدرج	28
3-10	أساس منفرد	29
3-11	جدار استنادي	30

Figure number	Figure	Page number
4-1	Spans of rib(R1)	34
4-2	Section in one-way ribbed Slab	34
4-3	Structural Key	37
4-4	Spans Length of Rib(R1)	37
4-5	Envelope Moment Diagram of Rib (R1)	38
4-6	Envelope Shear Diagram of Rib (R1)	38
4-7	Positive reinforcement of Rib (R1)	40
4-8	Negative reinforcement of Rib (R1)	42
4-9	Reinforcement of Rib (R1)	44
4-10	Span Length of Beam (B3)	45
4-11	Envelope Moment Diagram of Beam(B3)	45
4-12	Envelope Shear Diagram of Beam(B3)	45
4-13	Section in Beam (B3)	52
4-14	Details of Solid Slab	54
4-15	Plan of Stair B	55
4-16	Envelope Shear Dig. Of Stair B	56
4-17	Envelope Moment Dig. Of Stair B	57
4-18	Section (A-A) in Stair B	60
4-19	Details of Short Column	62
4-20	Details of Long Column	64
4-21	Section in Strip Footing	67
4-22	Isolated Footing Details	72
4-23	Section (A-A) in Isolated Footing	72
4-24	Moment Dig. Of Well	74
4-25	Details of Well	75

Figure number	Figure	Page number
4-1	Spans of rib(R1)	34
4-2	Section in one-way ribbed Slab	34
4-3	Structural Key	37
4-4	Spans Length of Rib(R1)	37
4-5	Envelope Moment Diagram of Rib (R1)	38
4-6	Envelope Shear Diagram of Rib (R1)	38
4-7	Positive reinforcement of Rib (R1)	40
4-8	Negative reinforcement of Rib (R1)	42
4-9	Reinforcement of Rib (R1)	44
4-10	Span Length of Beam (B3)	45
4-11	Envelope Moment Diagram of Beam(B3)	45
4-12	Envelope Shear Diagram of Beam(B3)	45
4-13	Section in Beam (B3)	52
4-14	Details of Solid Slab	54
4-15	Plan of Stair B	55
4-16	Envelope Shear Dig. Of Stair B	56
4-17	Envelope Moment Dig. Of Stair B	57
4-18	Section (A-A) in Stair B	60
4-19	Details of Short Column	62
4-20	Details of Long Column	64
4-21	Section in Strip Footing	67
4-22	Details of Footing Details	72
4-23	Details of Isolated Footing	72
4-24		74
4-25		75

الفصل الأول

المقدمة

1.1 مقدمة

1.2 نظرة عامة.

1.3 مشكلة البحث.

1.4 أسباب اختيار المشروع.

1.5 الهدف من البحث.

1.6 نطاق البحث.

1.7 دراسات سابقة.

1.8 خطوات البحث.

1.9 الجدول الزمني.

1.10 وصف عام للبحث.

الفصل الأول

المقدمة

1.1 مقدمة

يسعى الإنسان منذ بدء الحياة إلى تأمين الاحتياجات الفطرية التي تبقيه على قيد الحياة، من المأكل والمشرب والملبس والمسكن، فبدون أي من هذه الاحتياجات الأساسية تصبح حياة الإنسان وبقاؤه في خطر، وتزداد صعوبة الحياة حتى تقترب من حدود المستحيل، لذلك يواصل الأفراد والمجتمعات العمل لتأمين هذه الاحتياجات، من أجل إعمار الأرض واستمرار الحياة.

وقد عرف الإنسان أول مأوى له بفطرته التي فطره الله سبحانه وتعالى عليها ، وذلك لاحتياجه للحماية والأمان من العوامل والظروف البيئية المحيطة غير المواتية، ولقد استغل الإنسان الأول إمكانيات البيئة المحيطة به في إقامة مأواه، فاستخدم جلود الحيوانات وأوبارها كما استخدم جذوع وفروع الأشجار لإقامة جدرانه وأسقفه مبتدءاً من الكهوف في جوف الصخور والجبال للإيواء، إلى الأكواخ عندما سكن السهول، والوديان ثم استخدامه الأحجار الطبيعية في البناء، ثم استغلاله التربة الطينية في عمل قوالب الطوب النيئ، ثم بمرور الزمن وتعاقب الأجيال و ظهور حضارات لشعوب مختلفة، في مواقع وأماكن متعددة على سطح الأرض، حدث تطور في مواد البناء وصناعته ووسائله المستخدمة.

وكان إيجاد المسكن المناسب، واحدا من أولى اهتمامات الإنسان، منذ أوجده الله على سطح الأرض، وما زال، ومع مضي الزمن، تطورت مستويات معيشة الإنسان، وبالتالي تطور ما يشتمل عليه المسكن من مكونات، كما أدى التطور أيضا إلى تنوع احتياجات الإنسان، فلم تعد الحاجات البيولوجية هي مجمل الحاجات المطلوب تأديتها من خلال السكن، بل تعدى الأمر ذلك، ليشمل احتياجات الإنسان النفسية و الاجتماعية، وبهذا استأثرت موضوعات الإسكان اهتمام أهل العلم والمعرفة على اختلاف آراءهم، مما أوجد حلولاً وسياسات عالجت القضايا السكنية من جميع جوانبها.

1.2 نظرة عامة:

إن النمو الإسكاني السريع إحدى السمات البارزة في مجتمعنا الفلسطيني لا سيما في محافظة الخليل ، ومع ازدياد عدد السكان ظهرت مشكلة الإسكان وأصبحت حاجتنا ملحة لتوفير السكن للمواطن الفلسطيني بشكل يتلاءم مع عقائدنا وعاداتنا وتقاليدنا و إمكانياتنا المادية .

ونظرا للظرف السياسية والإجراءات القمعية التي يمارسها الاحتلال، وخنق المدن الرئيسية بالشوارع الالتفافية، والمماطلة في منح رخص سكنية خارجها، وسياسة الهدم التعسفية التي تمارسها سلطات الاحتلال بحجة البناء بدون ترخيص، كان لا بد من إيجاد حلول لمشكلة الكثافة السكانية في المدن الفلسطينية وبالذات في مدينة الخليل ذات التعداد السكاني الأكبر من بين مدن الضفة.

فقد أدت هذه الأسباب وغيرها إلى انتشار الأبنية العمودية والعمارات السكنية، كحل واقعي وحاجة ملحة، تؤدي في النهاية إلى تحقيق الغاية بتوفير المساكن ضمن نطاق المناطق الخدمية والبنية التحتية المناسبة، فالانتشار الأفقي العشوائي للوحدات السكنية يمثل استنزافا للأراضي، واستهلاكا للميزانيات في توفير البنى التحتية المناسبة.

لذلك قام فريق البحث باختيار تصميم عمارة سكنية في مدينة حلحول، تحتوي على كافة الفراغات المعمارية المناسبة للسكن، ومتطلبات العمارة السكنية الملائمة، كقضية بحث إنشائية في مشروع التخرج، لاختيار النظام الإنشائي الأمثل وعمل التصاميم الإنشائية لها.

1.3 مشكلة البحث:

تكمن مشكلة هذا البحث في التصميم الإنشائي لعمارة سكنية، حيث يتوجب علينا اختيار النظام الإنشائي الأمثل، القادر على المحافظة على المبنى ككل عند تأثير الأحمال المختلفة عليه، ويتمثل ذلك بتوزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور والبلاطات وجدران القص للمبنى بما يتلاءم مع مخططاته المعمارية، وبما يضمن تحقيق المتانة المطلوبة للمبنى وثباته واستقراره تحت تأثير الأحمال المختلفة عليه، ثم يأتي بعد ذلك التحليل الإنشائي السليم لهذه العناصر الإنشائية، ودراسة كيفية تصرفها تحت تأثير الأحمال المختلفة، ثم البدء بعمل التصاميم الإنشائية لهذه العناصر، وانتهاء بإخراج المخططات التنفيذية للمشروع.

حيث يتم تفصيل التصميم الإنشائي على المخططات التنفيذية عن طريق تجهيز المساقط والمقاطع التنفيذية اللازمة للعناصر الإنشائية المختلفة، يظهر عليها التوزيع المناسب لحديد التسليح، توزيعا يحقق أفضل درجات الأمان مع الأخذ بعين الاعتبار التكلفة الاقتصادية للمشروع.

1.4 أسباب اختيار المشروع:

نظرا لما تم ذكره سابقا، فقد تم اختيار هذا المشروع للأسباب التالية:

- أهمية إقامة مباني سكنية في منطقة تشهد تسارعا كبيرا في النمو السكاني.
- توجه المستثمرين نحو استهداف قطاع الإسكان في استثماراتهم لعدم إمكانية الاستغناء عنه من قبل الناس، مما يعزز فرصة تنفيذ المشروع على أرض الواقع.
- الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية المكتسبة من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعليا في هذا المشروع.

1.5 أهداف البحث:

- عمل دراسة إنشائية بناءً على التصاميم المعمارية وتوزيع العناصر الإنشائية بحيث لا تتعارض مع التوزيع المعماري الداخلي ولا تخل بالمنظر الخارجي.
- عمل تصميم إنشائي متكامل لعمارة سكنية، وما يتبع ذلك من إعداد للمخططات الإنشائية و التنفيذية بحيث يكون المشروع جاهزاً للتنفيذ.

1.6 نطاق البحث:

تقتصر دراستنا في هذا المشروع على الدراسات الإنشائية للمباني السكنية، وخاصة الدراسات الإنشائية الخرسانية، كذلك إجراء التعديلات المعمارية اللازمة إن وجدت على التصميم المعماري في حال تعذرت الحلول الإنشائية الممكنة بما يضمن مشروع متكامل من الناحتين المعمارية والإنشائية.

1.7 دراسات سابقة:

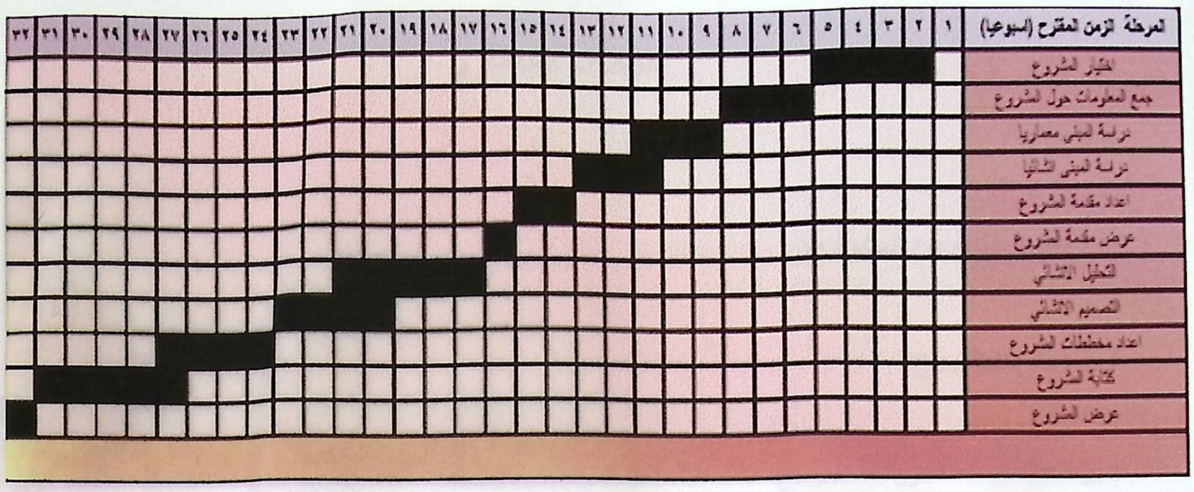
- تتمثل الدراسات السابقة لهذا المشروع في التصاميم المعمارية، والمعدة من قبل طالب الهندسة المعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين، محمد الرجوب.
- دراسات ومشاريع إنشائية، والتي تم تصميمها من قبل طلبة هندسة المباني في جامعة بوليتكنك فلسطين، وذلك للإلمام بأكبر قدر ممكن من الأنظمة الإنشائية الممكن استخدامها وتفادي بعض الأخطاء التي من الممكن الوقوع بها.

1.8 خطوات البحث:

1. دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
2. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري المقترح ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.
3. تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
4. تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
5. الاستعانة بالبرامج الإنشائية المختلفة لعمل التصاميم اللازمة.
6. إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها للخروج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.
7. عرض المشروع للمناقشة.

1.9 الجدول الزمني:

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع



1.10 وصف عام للبحث:

تناسقت محتويات هذا البحث مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في أربعة فصول تتبعها النتائج والتوصيات والملاحق المرفقة :

1. الفصل الأول: يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع.

2. الفصل الثاني: يحتوي على الوصف المعماري للمشروع من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق، وعناصر الحركة.

3. الفصل الثالث: تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.

4. الفصل الرابع: يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع.

5. النتائج والتوصيات التي تعتبر وليدة الأعمال التي تم القيام بها.

6. الملاحق، وتحتوي على المخططات المعمارية للمشروع، والمخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية.

الفصل الثاني

الوصف المعماري

2.1 مقدمة

2.2 لمحة عامة عن المشروع

2.3 موقع المشروع

2.4 العناصر المعمارية للمشروع

2.4.1 وصف عناصر الحركة الأفقية والرأسية

2.4.2 وصف الطوابق

2.4.2.1 طابق التسوية

2.4.2.2 الطابق الأرضي

2.4.2.3 الطابق الأول (المكرر)

2.4.2.4 المنور

2.4.3 وصف الواجهات

2.4.3.1 الواجهة الجنوبية الشرقية

2.4.3.2 الواجهة الشمالية الشرقية

2.4.3.3 الواجهة الجنوبية الغربية

2.4.3.4 الواجهة الشمالية الغربية

2.5 تحقيق الفعاليات المختلفة

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2.1 مقدمة:

تظهر براعة المهندس المعماري عند تصميمه لأي منشأ عندما يراعي ملائمة المبنى لاستعمالاته، كما تظهر براعة المهندس في التعامل مع ظروف أرض المشروع مهما كانت، سواء من ناحية موقع الأرض أو شكلها.

فعملية التصميم لأي منشأ تتم عبر عدة مراحل، تبدأ بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة، حيث يجري التوزيع الأولي لمرافقه, بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع المحاور والأعمدة، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والعزل والتهوية والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية، حيث أن من أهم أهداف هذا التصميم هو تحقيق الراحة والسهولة واليسر للوصول إلى المكان المنشود وتوفير كل ما يلزم من مواقف للسيارات وغير ذلك، وتصميم مبنى ذو واجهات معمارية جميلة يُضفي طابعاً جمالياً للمنطقة.

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

2.2 لمحة عامة عن المشروع:

في ظل التنامي المضطرد لأعداد السكان في فلسطين، والتطور المستمر للمباني السكنية، لا سيما في محافظة الخليل، صار لزاما توفير مساكن لائقة إضافية تلائم الزيادة في عدد السكان، وتحد من أزمة السكن، واستهلاك الأراضي والموارد، وتكون فرصة مناسبة للاستثمار.

من أبرز التجمعات في المحافظة التي تشهد تزايدا كبيرا في عدد سكانها مدينة حلحول، التي تقع شمال مدينة الخليل وتبعد عنها حوالي خمسة كيلومترات، ويبلغ متوسط ارتفاعها عن سطح البحر 950 مترا، وتبلغ المساحة الإجمالية لمدينة حلحول 39 ألف دونم منها 9 آلاف دونم فقط مساحة المدينة (المنطقة السكنية)، والباقي أراض زراعية، كما بلغ عدد سكانها عام 2006 حوالي 25 ألف نسمة، بينما كان عدد السكان في حدود 19 ألف نسمة لعام 2000 وذلك حسب تقارير الجهاز المركزي للإحصاء الفلسطيني للعامين المذكورين، وبنسبة نمو تقارب 5%، وهي نسبة مرتفعة نسبيا بدون أدنى شك، كما أن مدينة حلحول تعد وجهة للعائلات من المدن الأخرى بقصد السكن فيها، لكونها منطقة جميلة جدا ومصيفا رائعا، وذات موقع مميز كما ذكرنا.

نلمس مما ذكر سابقا أهمية التوجه نحو زيادة عدد الوحدات السكنية في مدينة حلحول، بهدف تغطية الزيادة المستمرة في عدد السكان، وحماية الأرض الزراعية من الاستنزاف الذي يتطلب التوجه نحو البناء العمودي لاستغلال مساحة أقل لتوفير الشقق السكنية.

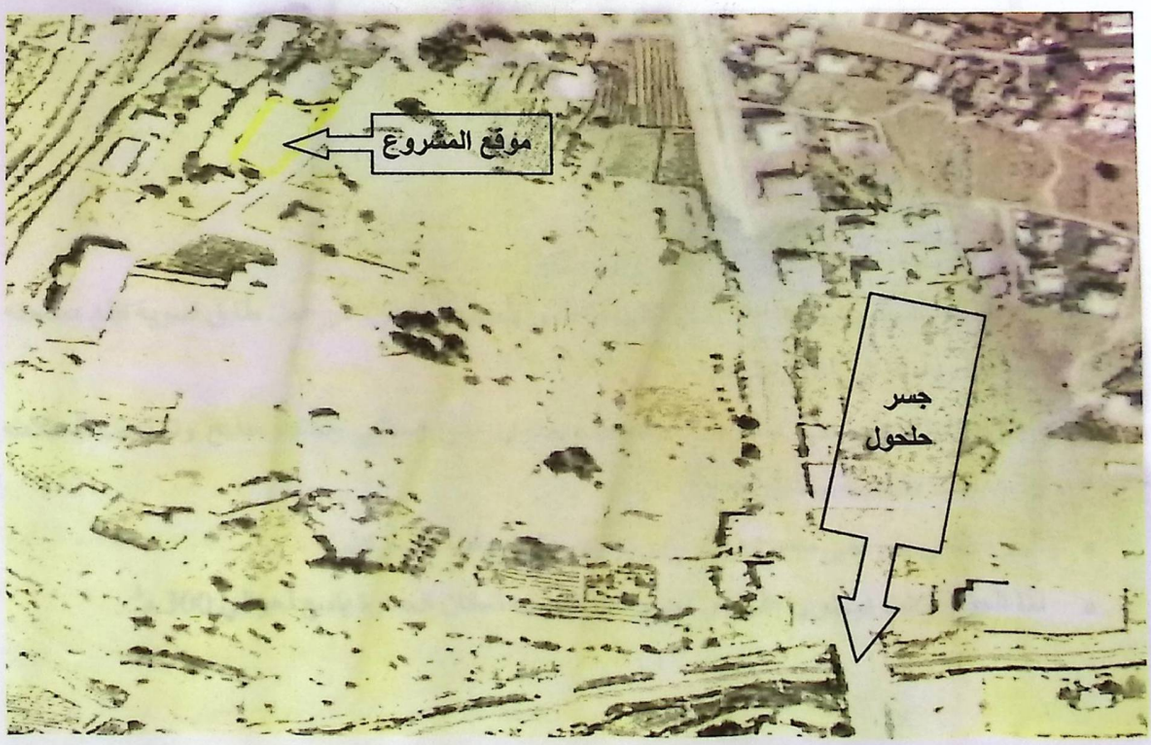
وبذلك تتلخص فكرة المشروع في عمل تصميم إنشائي لعمارة سكنية، تحقق الأهداف وتلبي جميع الاحتياجات التي ذكرت آنفا، فهي تحتوي على كافة الفراغات والفعاليات والخدمات الواجب توافرها في العمارة السكنية، حيث تبلغ مساحتها الكلية 4900 م^2 وتتكون من ستة طوابق، طابق تسوية يتكون من صالتي طعام وموقف للسيارات وبئر مياه، والطابق الأرضي الذي يحوي محلا تجاريا ومخازن وتحتوي الطوابق الأربعة الباقية على شقق سكنية (أربعة شقق لكل طابق).

2.3 موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة، سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة، بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، لذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة.

يقع المشروع في مدينة حلحول وفي منطقة الكمب بالتحديد، على قطعة أرض مالكها من عائلة الدويك، تقع على شارع رئيسي في الجهة الجنوبية الشرقية، وتبلغ مساحتها 1765 مترا مربعا تقريبا.

ويرتبط التصميم المعماري للعمارة السكنية بالموقع المقترح لها، والمنطقة المحيطة بها، فهي تأخذ الشكل المستطيل وهو شكل قطعة الأرض المقترحة، ليعكس مدى انسجام المبنى بالموقع، كذلك يراعي التصميم النسيج المعماري للمنطقة المحيطة، فانتشار الأبنية الحجرية، جعل المعماري يبدع باستخدام الإكساءات الحجرية في المبنى، وواجهاته الخارجية.



الشكل (2.1) الموقع المقترح للمشروع

2.4 العناصر المعمارية للمشروع:

يتكون المشروع من أربعة طوابق وتسوية، تتفاوت في مساحاتها بسبب طبيعة موقع المشروع من ناحية ميل الأرض، بهدف استغلال الفرق في منسوب الأرض لعمل طابق تسوية، وتحتوي بمجملها على الفراغات المطلوب تواجدها في المباني والعمارات السكنية، وتحتوي أيضا على عناصر التواصل بين هذه الفراغات أفقيا ورأسيا، ويمكن تفصيل العناصر على النحو التالي:

2.4.1 وصف عناصر الحركة الأفقية والرأسية:

يمكن الدخول و الخروج للمبنى من ثلاثة أماكن وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من والى المبنى، حيث تنقسم الحركة داخل المبنى إلى نوعين هما حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية (عمودية) بين طابق وآخر، ومن الملاحظ أن الحركة الأفقية تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها، وأما الحركة الرأسية (العمودية) بين الطوابق فإنها تتم من خلال مطلعي درج ومصعدين كهربائيين يتوسطا المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها.

2.4.2 وصف الطوابق:

2.4.2.1 طابق التسوية:

تم استغلال فرق المنسوب وميل الأرض الطبيعية الذي يتعدى 3.5متر، في عمل طابق تسوية تبلغ مساحته 675 مترا مربعا، وينقسم إلى ثلاثة أجزاء:

- الجزء الأول يقع على منسوب (3.5- م) ويحتوي على صالتي طعام ومطبخ وتستعمل للحفلات والمناسبات الخاصة بسكان العمارة.
- الجزء الثاني يقع على منسوب (2- م) ويحتوي على موقف للسيارات.
- أما الجزء الثالث فيحتوي على بئر لجمع مياه الشرب لسكان العمارة يتسع لحوالي 300 م^3 .

2.4.2.2 الطابق الأرضي:

يكتسب الطابق الأرضي دوما أهمية خاصة، لسهولة الوصول إليه، ولكونه يحتوي دائما على المداخل الرئيسية من وإلى المبنى، ويعتبر واجهة مناسبة للمحلات التجارية خصوصا إذا كانت على شارع حيوي، فالطابق الأرضي للعمارة يحتوي على محل تجاري مزود بمكتب ويلحق به مخازن مجاورة خاصة به وتساوي مساحته مساحة طابق التسوية.

2.4.2.3 الطابق الأول:

تبلغ مساحته 880 مترا مربعا، ويحتوي على أربع شقق سكنية ملائمة ومناسبة، حيث تحتوي الشقة على ثلاث غرف نوم إحداها رئيسية، وصالون ومعيشة ومطبخ وحمامين وثلاث شرفات مطلة على الخارج، وتتكرر الفعاليات والفراغات في هذا الدور للطوابق الثاني والثالث والرابع، دون أي تراجعات أو أي تغير يذكر.

يلاحظ في هذه العمارة السكنية اختلاف المناسيب في الطابق الواحد، حيث استغل المعماري طبيعة الأرض بشكل جيد للحصول على المنفعة القصوى، فنلاحظ أن كل شقتين سكنيتين يقعان في مستوى يختلف عن الشقتين الأخريين، ويربط بين هذين المستويين شاحط درج.

2.4.2.4 المنور:

يتوسط العمارة منور مستطيل الشكل ويمتد من الطابق الأول وحتى الرابع، ويساهم في توفير التهوية اللازمة و الإضاءة الطبيعية للشقق السكنية.

2.4.3 وصف الواجهات:

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث، من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام كل من الألمنيوم والزجاج والتكسية الحجرية.

وواجهات المبنى الأربع غير ملاصقة لأي أبنية مجاورة مما يساعد في توفير الإنارة الطبيعية و التهوية المثلى للمبنى كما أن وجود المنور في مركز المبنى ساهم بشكل أفضل في إنارة وتهوية المبنى , ويبلغ الارتفاع الكلي للمبنى بين أقصى نقطتين 24.25 مترا، بالإضافة إلى ذلك أخذ بعين الاعتبار وجود بروزات للحفاظ على عنصر التهوية للمبنى وإبراز عنصر الجمال المعماري.

2.4.3.1 الواجهة الجنوبية الشرقية:

هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية، حيث تقع على الشارع الرئيسي وفي هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمحل التجاري والمخزن الخاص به، حيث يتم تمييزه بالكتلة الزجاجية المحيطة به، كما يلاحظ استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى.

الشكل (2.2) الواجهة الجنوبية الشرقية

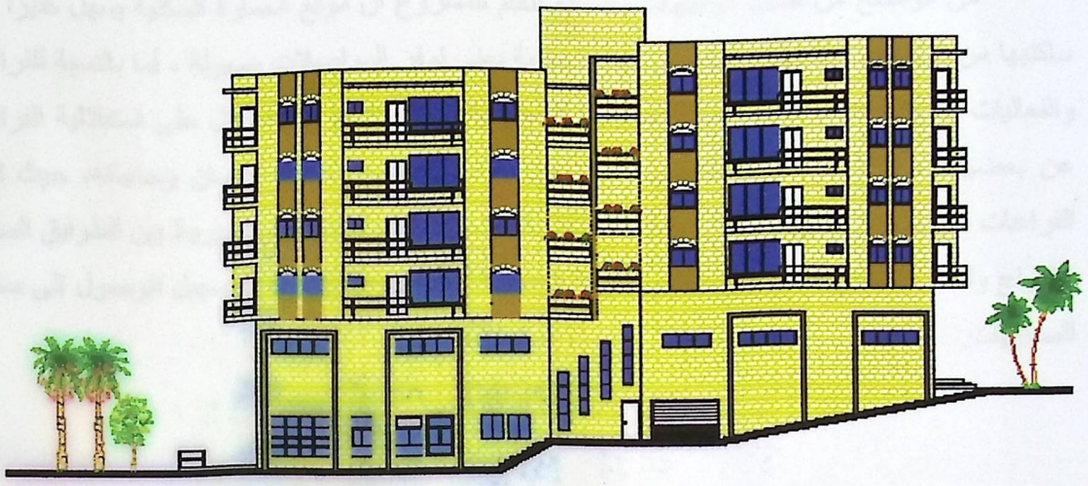
2.4.3.2 الواجهة الشمالية الشرقية:

وفي هذه الواجهة يظهر مدخل موقف السيارات ومدخل لمطلع الدرج يؤدي إلى الشقق السكنية، كما تظهر فيها الشرفات والنوافذ، ويظهر فيها الفرق في المنسوب بين الطوابق الذي يظهر من خلال تباين مستويات مختلف الفتحات في الواجهة، والذي أضفى على الواجهة جمالا فريدا، كما أن تمييز الشبابيك بنقش خاص من الحجارة منح الواجهة تميزا آخر.

الشكل (2.3) الواجهة الشمالية الشرقية

2.4.3.3 الواجهة الجنوبية الغربية:

وهي انعكاس تام للواجهة الشمالية الشرقية.



الشكل (2.4) الواجهة الجنوبية الغربية

2.4.3.4 الواجهة الشمالية الغربية:

يظهر في هذه الواجهة الشبابيك والشرفات البارزة، وهي الواجهة التي يظهر فيها كامل ارتفاع المبنى دون ظهور ميل الأرض الطبيعية، وتميزت ببساطتها مع اختلاف نقشات الحجارة المستخدمة فيها.

الشكل (2.5) الواجهة الشمالية الغربية

2.5 تحقيق الفعاليات المختلفة:

من الواضح من خلال الواجهات والموقع العام للمشروع أن موقع العمارة السكنية يسهل كثيرا على ساكنيها من الوصول إليها، فكونه يقع في منطقة حيوية يعني توفر المواصلات بسهولة ، أما بالنسبة للفراغات والفعاليات الداخلية فتتسم علاقة الغرف ببعضها البعض بالسهولة واليسر، مما عمل على استقلالية الفراغات عن بعضها وعدم تشابك الفعاليات، حيث أخذ بعين الاعتبار طبيعة حركة الإنسان وحاجاته، حيث تربط الفراغات الموجودة في نفس الشقة موزعات للحد من المساحة الضائعة، وكما أسلفنا يربط بين الطوابق المختلفة الأدراج والمصاعد التي تعمل على توفير الحركة العمودية بين الطوابق المختلفة وتسهيل الوصول إلى مختلف المستويات.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3.1 مقدمة.

3.2 الهدف من التصميم الإنشائي .

3.3 الأحمال .

3.3.1 الأحمال الميتة .

3.3.2 الأحمال الحية .

3.3.3 الأحمال البيئية .

3.3.3.1 أحمال الرياح .

3.3.3.2 أحمال الثلوج .

3.3.3.3 أحمال الزلازل .

3.3.3.4 أحمال التمدد والانكماش .

3.4 العناصر الإنشائية .

3.4.1 العقدات (Slabs) .

3.4.2 الجسور (Beams) .

3.4.3 الأعمدة (Columns) .

3.4.4 جدران القص (Shear walls) .

3.4.5 الأدراج (Stairs) .

3.4.6 الأساسات (Foundations) .

3.4.7 الجدران الإستنادية (Retaining walls) .

3.5 برامج الحاسوب المستخدمة.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

3.1 مقدمة:

تقوم الهندسة الإنشائية على ركيزتين أساسيتين هما التحليل الإنشائي الذي يعني إيجاد القوى العظمى المتولدة من الأحمال المختلفة، لنهايات الأعضاء وإزاحات المفاصل، ومخطط القص وعزم الانحناء للأعضاء، والتصميم على أساسها، ثم التصميم الإنشائي والذي يعني تحديد أبعاد المقطع وكميات وتفاصيل حديد التسليح للمقاطع الخرسانية.

ومن أجل الحصول على التصميم الإنشائي الملائم، يجب على المصمم الإلمام أولا بأنواع الأحمال المختلفة، وكيفية تأثيرها على المنشأ، وأن يملك المعرفة الكافية لحساب القوى الناتجة عن هذه الأحمال، مقدارا واتجاها، ومهارة التعامل مع هذه القوى في عملية التصميم، ومن الأمور الأساسية الواجب معرفتها أيضا، من أجل تصميم أي منشأة خرسانية مسلحة، هي تلك العناصر الإنشائية المكونة لها، وكيفية تصرفها تحت تأثير الأحمال المختلفة، فعملية التصميم الناجحة تنتج عن الربط السليم بين القوى الناتجة عن الأحمال المختلفة، والعناصر الإنشائية المكونة للمنشأ، التي تقوم في نهاية الأمر بنقل هذه القوى للتربة.

وسنقوم في هذا الفصل بالتعرف على أنواع الأحمال المختلفة التي تؤثر على المنشأ، وكيفية تأثيرها على عناصره المختلفة، وكما سنتعرف على العناصر الإنشائية المختلفة المكونة له، من أجل عمل تصميم إنشائي ملائم، وذلك باختيار النظام الإنشائي المناسب وعناصره الأساسية، ثم عمل التحليل الإنشائي لهذا النظام، ثم تصميم هذه العناصر إنشائيا وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة لها.

3.2 الهدف من التصميم الإنشائي:

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع، هو تحليل وتصميم العناصر الإنشائية وتحديد قطاعاتها من أجل الحصول على مبنى آمن يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على مدى توفير عامل الأمان وعلى التكلفة الاقتصادية ومدى صلاحية هذا المبنى وقابليته للتشغيل وكل ذلك مع الحفاظ على الناحية الجمالية والصفة المعمارية لهذا المبنى .

3.3 الأحمال:

إن الأحمال بشكل عام هي كل ما يؤثر على المنشآت وعناصرها الإنشائية فيولد فيها قوى داخلية مختلفة، وذلك حسب خط عملها بالنسبة لمحور العنصر الإنشائي أو مساحة مقطعه، وتختلف الأحمال حسب طبيعتها الفيزيائية والميكانيكية، وتغير مقدارها وموقعها بالنسبة للزمن، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المبنى وكيفية التعامل معه ليتم بعد ذلك تصميم العناصر الإنشائية بناء عليها. وهذه الأحمال كالآتي:

- ✓ الأحمال الميتة.
- ✓ الأحمال الحية.
- ✓ الأحمال البيئية.

3.3.1 الأحمال الميتة:

هي الأحمال التي تكون ثابتة المقدار والموقع خلال عمر المبنى، وتنتج من وزن العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وعناصر التشطيب، والقواطع الداخلية، ويتم حساب الأحمال الميتة للعناصر المختلفة بضرب الحجم لكل عنصر في الكثافة النوعية للمادة المكونة له، والجدول التالي يوضح بعض المواد المستخدمة في البناء وكثافتها.

جدول (1-3) الكثافة النوعية لبعض مواد البناء.

رقم البند	المادة	الكثافة النوعية (KN/m^3)
1)	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	25
2)	البلاط (Tile)	22
3)	الرمل (Sand)	17
4)	طوب البناء المفرغ (Hollow Block)	10
5)	القصارة (Plaster)	22
6)	المونة الإسمنتية (Mortar)	22

3.3.2 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع خلال فترة زمنية محددة، أو خلال عمر المبنى، وتختلف باختلاف المكان والاستخدام وطبيعة المنشأ، ويمكن تصنيفها كالتالي:

- ✓ أحمال حية ساكنة: يكون التغير في قيمتها وموقعها قليل أو بطيئا بالنسبة للزمن، مثل الأثاث والأجهزة الكهربائية ومواد التخزين غير المثبتة.
- ✓ أحمال حية متحركة: يكون التغير في قيمتها وموقعها سريعا وملحوظا بالنسبة للزمن وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار الأثر الديناميكي في حالة الملاعب والصالات والقاعات العامة.
- ✓ الأحمال الديناميكية: كتلك الاهتزازات أو الصدمات الناتجة عن الآلات في معمل أو مصنع.
- ✓ أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات والرافعات والسقالات. ويبين الجدول التالي قيم الأحمال الحية بناء على استخدام المنشأ:

جدول (2-3) جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة

رقم	نوع المبنى	الحمل الحي (KN/m^2)
1	المنازل و البيوت و الشقق السكنية	2.5
2	الأدراج	5.0
3	المخازن والمعارض التجارية	5.0
4	الأسطح (Roofs) "يشمل حمل الثلوج"	2.0
5	مواقف السيارات	5.0
6	البلكونات والبرندات	5.0

3.3.3 الأحمال البيئية:

هي تلك الأحمال الناتجة عن المؤثرات الطبيعية، مثل الرياح والثلوج والزلازل والحرارة، حيث يمكن اعتبارها جزءا من الأحمال الحية، لأنها غير ثابتة في المقدار أو في نقطة التأثير على المبنى، وفيما يلي بيان لهذه الأحمال كل على حدة:

3.3.3.1 أحمال الرياح:

تتكون الرياح والتيارات الهوائية نتيجة للفرق في الضغط الجوي والاختلاف في درجات الحرارة، حيث تمتلك الرياح طاقة حركية هائلة، وما إن تصطدم الرياح بما يعترض طريقها، فإن جزءا من طاقتها ينتقل إلى ذلك المصد، متحولة إلى قوى تنتقل عبر أجزائه، فلو كان هذا المصد مبنى مثلا، فإن القوى الناتجة عن اصطدام الرياح به، ستدفع به بقوة تنتقل عبر عناصره الإنشائية التي تقوم بتوليد قوى داخلية تقاوم هذا الحمل الخارجي، لتحافظ في محصلة الأمر على اتزان هذا العنصر، وبالتالي تحافظ على المبنى من الانهيار.

وتعتمد قوة الرياح المؤثرة على المبنى على عدة عوامل أساسية هي:

- سرعة الرياح: فكلما ازدادت سرعة الرياح ازدادت الطاقة الحركية التي تمتلكها، مما يعني زيادة القوة التي تصطدم بها بالمبنى، الذي يتطلب ردود أفعال أعلى من عناصر المبنى الإنشائية لمقاومة هذه القوة.
- ارتفاع المبنى عن سطح الأرض: من المعروف انه كلما ازداد الارتفاع عن سطح الأرض فإن سطح الأرض تزداد، وذلك بسبب نقص تأثير المعوقات والمصدات، وتلاشي الاحتكاك بينها وبين سطح الأرض، وبالتالي يزداد تأثير الرياح على المباني العالية.
- موقع المبنى: يختلف تأثير الرياح على المباني بحسب التضاريس المختلفة، فتأثير الرياح على المناطق الجبلية يختلف عن السهول ويختلف عن الأودية كما ويختلف من بلد إلى آخر بسبب عوامل المناخ المختلفة، ويختلف تأثير الرياح على المبنى في منطقة معينة حسب ما يحيط بالمبنى من أبنية أخرى، وحسب ارتفاع هذه المباني المحيطة، أو من ناحية وجود أي مصدات أو عوائق تحد من سرعة الرياح وبالتالي يقلل من قوة تأثيرها مثل وجود سور أو أشجار.

وتؤثر الرياح على المبنى بقوة مزدوجة تتكون من ضغط على الواجهة التي تصطدم بها مباشرة وقوة شد أو امتصاص بسبب السحب الناتج عن الفرق في الضغط الذي تسببه سرعة الرياح على الواجهات الأخرى، ويتم مقاومة هذه القوى عبر جدران القص الموجودة في المبنى الخرساني.

3.3.3 الأحمال البيئية:

هي تلك الأحمال الناتجة عن المؤثرات الطبيعية، مثل الرياح والثلوج والزلازل والحرارة، حيث يمكن اعتبارها جزءا من الأحمال الحية، لأنها غير ثابتة في المقدار أو في نقطة التأثير على المبنى، وفيما يلي بيان لهذه الأحمال كل على حدة:

3.3.3.1 أحمال الرياح:

تتكون الرياح والتيارات الهوائية نتيجة للفرق في الضغط الجوي والاختلاف في درجات الحرارة، حيث تمتلك الرياح طاقة حركية هائلة، وما إن تصطدم الرياح بما يعترض طريقها، فإن جزءا من طاقتها ينتقل إلى ذلك المصد، متحولة إلى قوى تنتقل عبر أجزائه، فلو كان هذا المصد مبنى مثلا، فإن القوى الناتجة عن اصطدام الرياح به، ستدفع به بقوة تنتقل عبر عناصره الإنشائية التي تقوم بتوليد قوى داخلية تقاوم هذا الحمل الخارجي، لتحافظ في محصلة الأمر على اتزان هذا العنصر، وبالتالي تحافظ على المبنى من الانهيار.

وتعتمد قوة الرياح المؤثرة على المبنى على عدة عوامل أساسية هي:

- سرعة الرياح: فكلما ازدادت سرعة الرياح ازدادت الطاقة الحركية التي تمتلكها، مما يعني زيادة القوة التي تصطدم بها بالمبنى، الذي يتطلب ردود أفعال أعلى من عناصر المبنى الإنشائية لمقاومة هذه القوة.
- ارتفاع المبنى عن سطح الأرض: من المعروف انه كلما ازداد الارتفاع عن سطح الأرض فإن سطح الأرض تزداد، وذلك بسبب نقص تأثير المعوقات والمصدات، وتلاشي الاحتكاك بينها وبين سطح الأرض، وبالتالي يزداد تأثير الرياح على المباني العالية.
- موقع المبنى: يختلف تأثير الرياح على المباني بحسب التضاريس المختلفة، فتأثير الرياح على المناطق الجبلية يختلف عن السهول ويختلف عن الأودية كما ويختلف من بلد إلى آخر بسبب عوامل المناخ المختلفة، ويختلف تأثير الرياح على المبنى في منطقة معينة حسب ما يحيط بالمبنى من أبنية أخرى، وحسب ارتفاع هذه المباني المحيطة، أو من ناحية وجود أي مصدات أو عوائق تحد من سرعة الرياح وبالتالي يقلل من قوة تأثيرها مثل وجود سور أو أشجار.

وتؤثر الرياح على المبنى بقوة مزدوجة تتكون من ضغط على الواجهة التي تصطدم بها مباشرة وقوة شد أو امتصاص بسبب السحب الناتج عن الفرق في الضغط الذي تسببه سرعة الرياح على الواجهات الأخرى، ويتم مقاومة هذه القوى عبر جدران القص الموجودة في المبنى الخرساني.

3.3.3.2 أحمال الثلوج:

هي الأحمال الناتجة عن وزن الثلوج المتراكمة على أسطح المنشأة، والتي تعتمد على:

- موقع المبنى: يختلف تأثير الثلوج من منطقة لأخرى حسب المناخ السائد في المنطقة التي يوجد فيها المبنى، ففي بعض المناطق يستمر تراكم الثلوج ستة أشهر، بينما لا تشهد أخرى أي تراكم للثلوج.
- الارتفاع عن سطح البحر: تزداد احتمالية تساقط الثلوج وتراكمها على منطقة معينـــة كلمـــا ازداد ارتفاعها عن سطح البحر، بسبب تهيؤ الظرف الملائمة لذلك في المناطق المرتفعة لا سيما الجبلية.
- درجة ميل الأسطح: يساعد ميل الأسطح على التخلص من الثلوج المتراكمة بسرعة أكبر، فإما أن تنزلق الثلوج عن الأسطح المائلة بتأثير وزنها، أو يتم تصريفها بسرعة أكبر عند ذوبانها، وبالتالي يختلف تأثير أحمال الثلوج على الأسطح المائلة عنه على الأسطح الأفقية.

ويتم تحديد قيمة أحمال الثلوج بناء على معادلات في الكود الأردني كمايلي:

جدول (3-3) معادلات أحمال الثلوج

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

وبحساب حمل الثلوج نجده يساوي ($1.5\ KN/m^2$) ، حيث سنقوم بإهمال هذه القيمة لأنها أقل من الأحمال الحية المؤثرة على المبنى، وسنصمم السطح بالاعتماد على قيمة الحمل الحي للمبنى بدلا منها.

3.3.3.3 أحمال الزلازل:

الزلازل هي ظاهرة طبيعية فتاكة، تنتج بسبب تحرك الصفائح الأرضية، إما مبتعدة عن بعضها أو بحركة متوازية متعاكسة، أو حتى بحدوث انكسار في صدع في صفيحة أو طبقة واحدة، لتتحرر من هذه الحركة طاقة هائلة تنتشر على شكل موجات تعرف بالموجات الزلزالية، لها قدرة هائلة على الإضرار بأي مبنى أو تدميره بالكامل، ويكون تأثيرها بشكل أفقي على كافة عناصر المبنى، باستثناء النهايات الحرة والطيرانات، التي تؤثر عليها بشكل عمودي، وتحدد قيمة الحمل الزلزالي من معادلات وجداول خاصة موجودة في كود (UBC) .

3.3.3.4 أحمال التمدد والانكماش:

مما لا شك فيه أن التغير في درجات الحرارة، سواء يوميا ليلا ونهارا أو سنويا صيفا وشتاء، يؤثر على المبنى، الأمر الذي يولد إجهادات إضافية بين ضغط وشد على عناصر المنشأة الإنشائية نتيجة التقلص والتمدد للمواد المكونة لها، وتعالج تأثيرات هذه الأحمال بعمل فواصل التمدد اللازمة.

3.4 العناصر الإنشائية:

تحتوي جميع المباني على عناصر إنشائية مختلفة، تتكامل وظائفها من أجل نقل الأحمال المختلفة التي يتعرض لها المبنى إلى التربة، حيث تختلف هذه العناصر عن بعضها من حيث الشكل (geometry) والتعنت (rigidity) وكيفية تصرفها تحت تأثير الأحمال المختلفة، وتتمثل هذه العناصر فيما يلي:

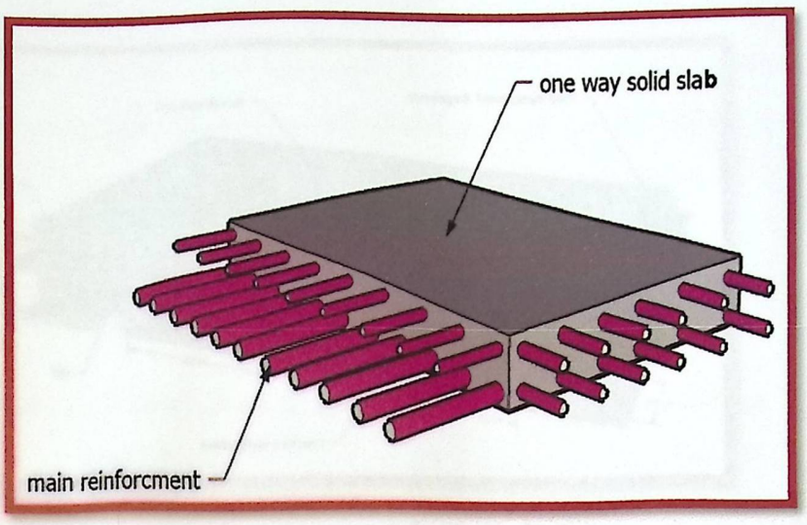
3.4.1 العقدات (Slabs):

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

ويوجد نوعان من العقدات شائعة الاستخدام :

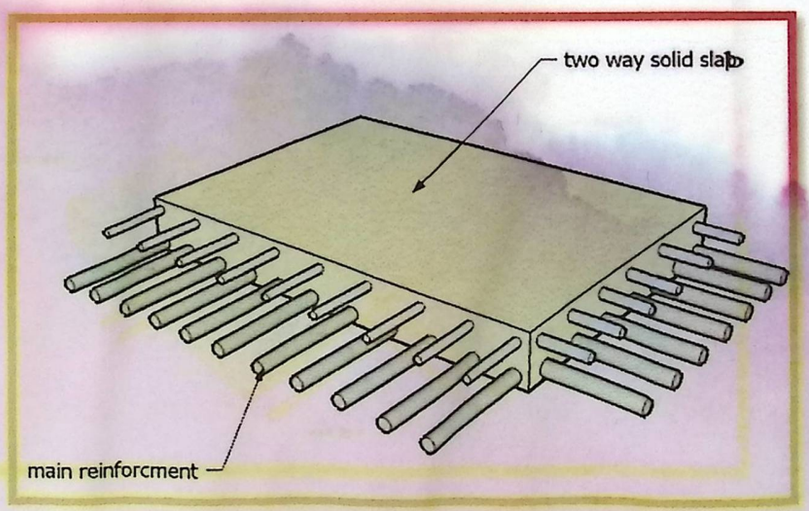
1. العقدات المصمتة (Solid Slabs): وهي عبارة عن بلاطة خرسانية مسلحة، تستخدم في حالة تعرض المبنى لأحمال حية كبيرة مثل مواقف السيارات، أو بسبب كبر مساحة البلاطة، وذلك من أجل التقليل من وزن العقدة، لكن من سلبيات هذه العقدة أنها مكلفة بسبب زيادة كمية الخرسانة والتسليح، ولكونها غير عازلة للصوت أو الحرارة، وتقسم حسب اتجاه توزيعها للأحمال الى قسمين:

- العقدات المصمتة في اتجاه واحد (One Way Solid Slabs).



الشكل (3-1) عقدة مصمتة باتجاه واحد

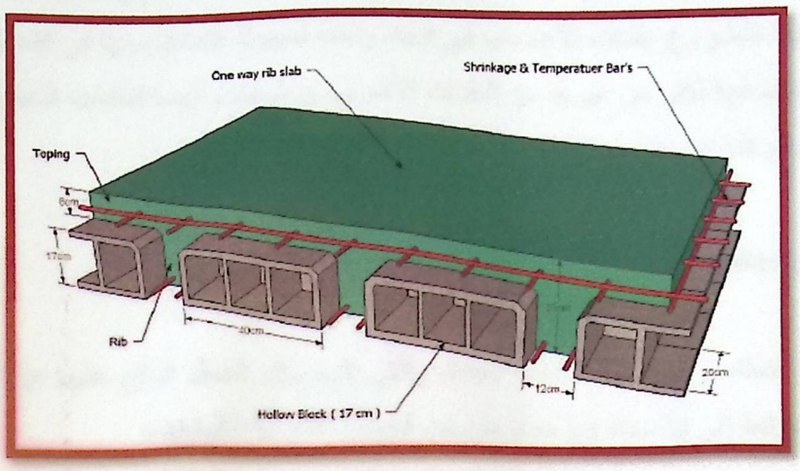
- العقدات المصمتة في اتجاهين (Tow Way Solid Slabs).



الشكل (3-2) عقدة مصمتة باتجاهين

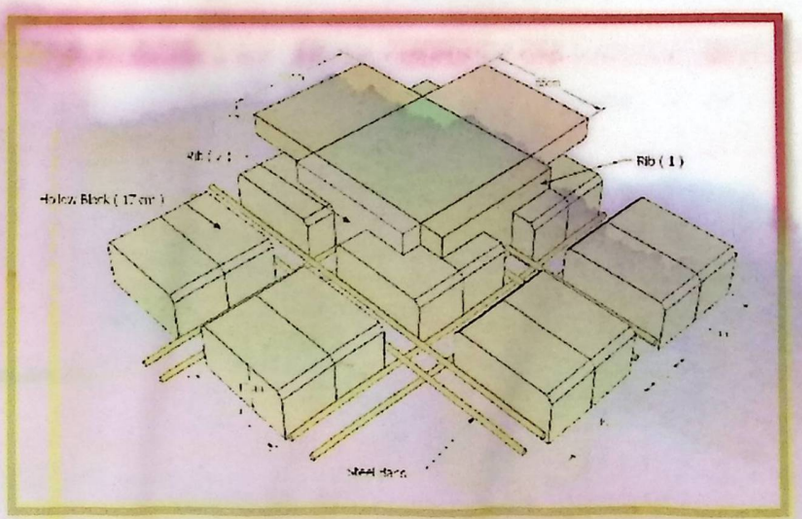
2. العقدات ذات الأعصاب (Ribbed Slabs): وتتألف من عنصرين إنشائيين هما البلاطة العلوية، بالإضافة إلى الأعصاب التي تعتبر العنصر الحامل للعقدة والتي تقوم بتوزيع حمل العقدة على الجسور، وتقسم أيضا حسب اتجاه توزيعها للأحمال إلى قسمين:

- عقدات عصب في اتجاه واحد (One Way Rib Slabs).



الشكل (3-3) عقدة عصب باتجاه واحد

- عقدات عصب في اتجاهين (Tow Way Rib Slabs).



الشكل (3-4) عقدة عصب باتجاهين

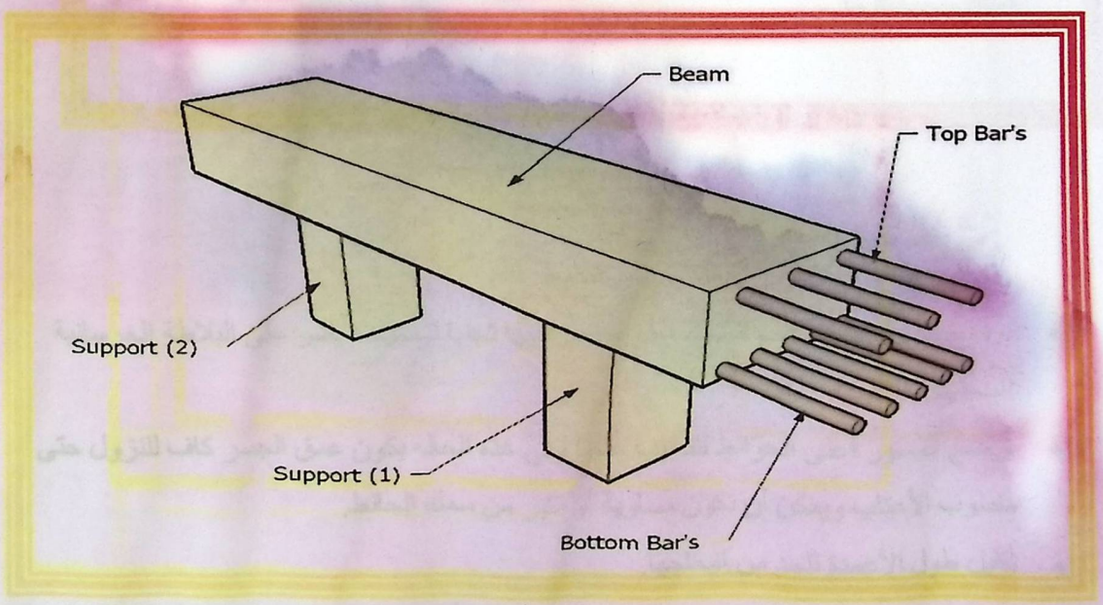
وتكون العقدات ذات الاتجاه الواحد مرتكزة على طرفين متقابلين، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى المسند بشكل عمودي، أي أن التسليح الرئيسي يكون باتجاه واحد، بينما تكون العقدات ذات الاتجاهين مرتكزة على جميع أطرافها، وتنتقل الأحمال من العقدة إلى جميع المساند المحيطة بها بشكل عمودي، أي أن التسليح الرئيسي يكون باتجاهين.

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب في اتجاه واحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من 5 إلى 7 م، أما عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا، وسنستخدم في التصميم الإنشائي لهذا المشروع عقدات الأعصاب في اتجاه واحد، لسهولة التعامل معها في التحليل والتصميم الإنشائي، ولكونها اقتصادية أكثر من غيرها من العقدات الأخرى، وسنستخدم أيضا العقدات المصمتة في اتجاه واحد في عقدات مطالع الدرج.

3.4.2 الجسور (Beams):

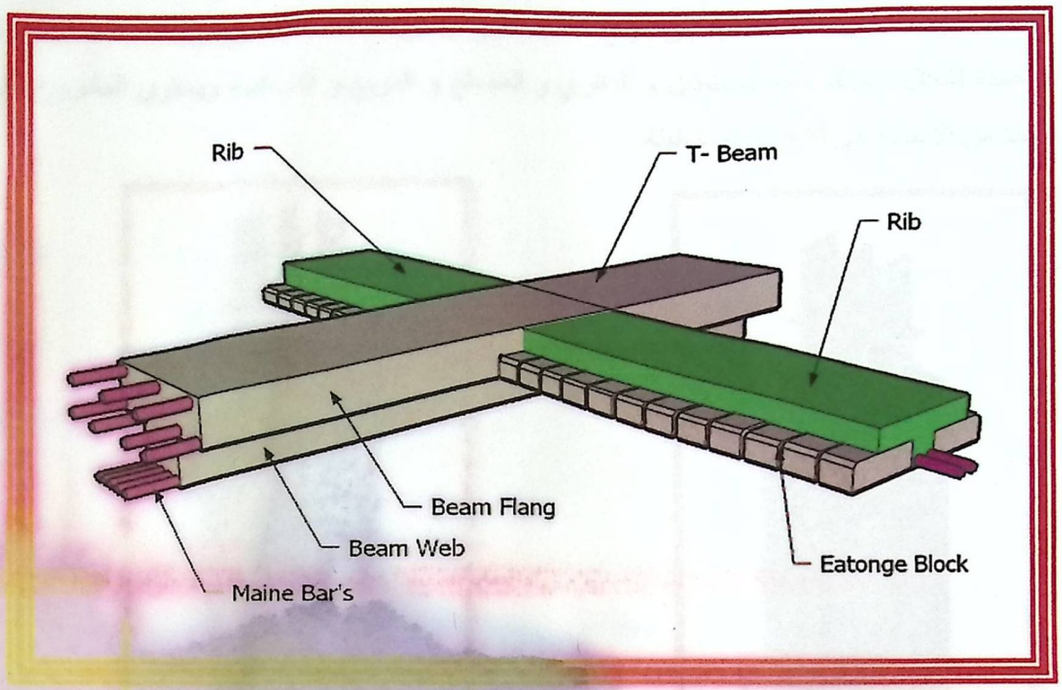
هي عبارة عن العناصر الإنشائية الحاملة للعقدة، والتي تقوم بنقل الحمل الواقع عليها من البلاطات أو الأعصاب ووزن الحوائط إلى الأعمدة، ويوجد نوعان من الجسور الدارجة الاستخدام:

- الجسور المسحورة (المخفية): عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها أقل أو يساوي ارتفاع العقدة.



الشكل (5-3) جسر مسحور

- الجسور المدلاة (الساقطة): عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي أو العلوي بحيث تسمى هذه الجسور T-section أو L-section .



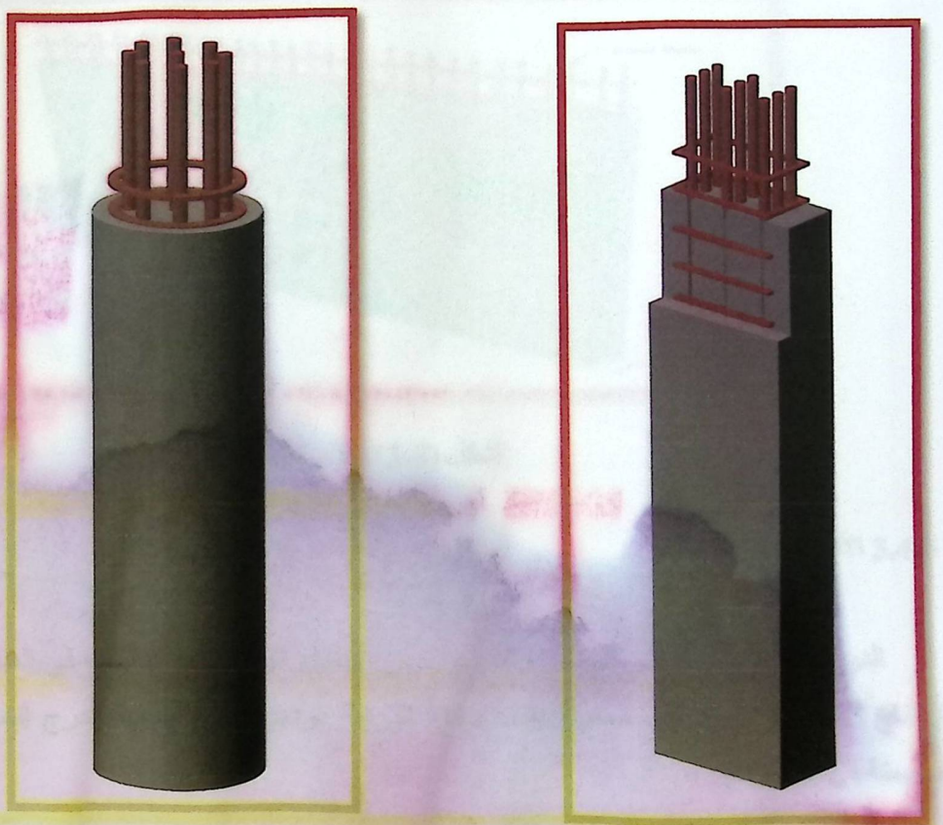
الشكل (3-6) جسر ساقط

وتستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

- توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- توضع الجسور أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.
- تقليل طول الأعمدة للحد من انبعاجها.
- تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة مقبولة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصاديين.
- تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات (Frames).

3.4.3 الأعمدة (Columns):

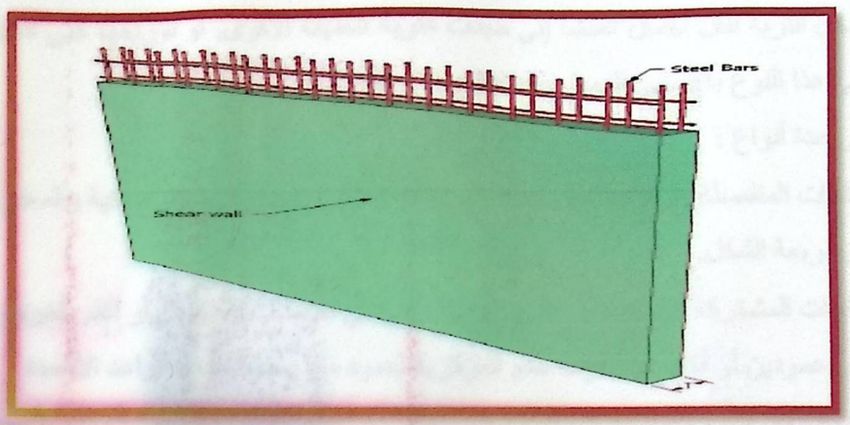
تعتبر الأعمدة العنصر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى، لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة، ولمقاطع الأعمدة أشكال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



الشكل (3-7) يبين عمود مستطيل وآخر دائري

3.4.4 جدران القص (Shear walls):

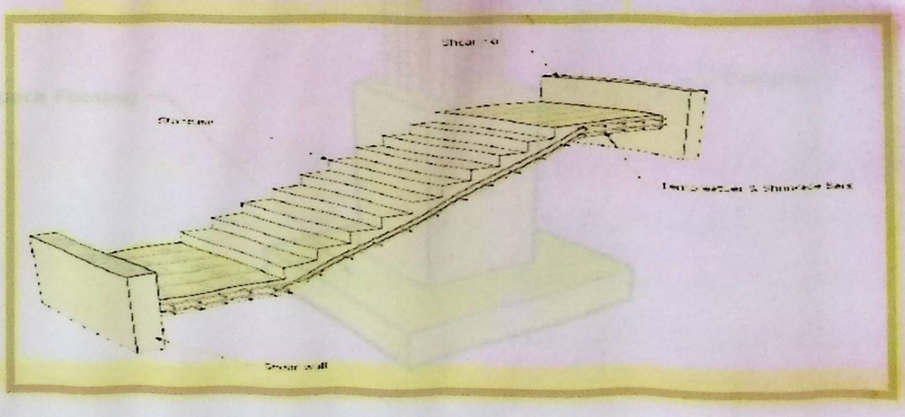
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.



الشكل (3-8) جدار القص

3.4.5 الأدراج (Stairs):

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



الشكل (3-9) مقطع توضيحي في الدرج

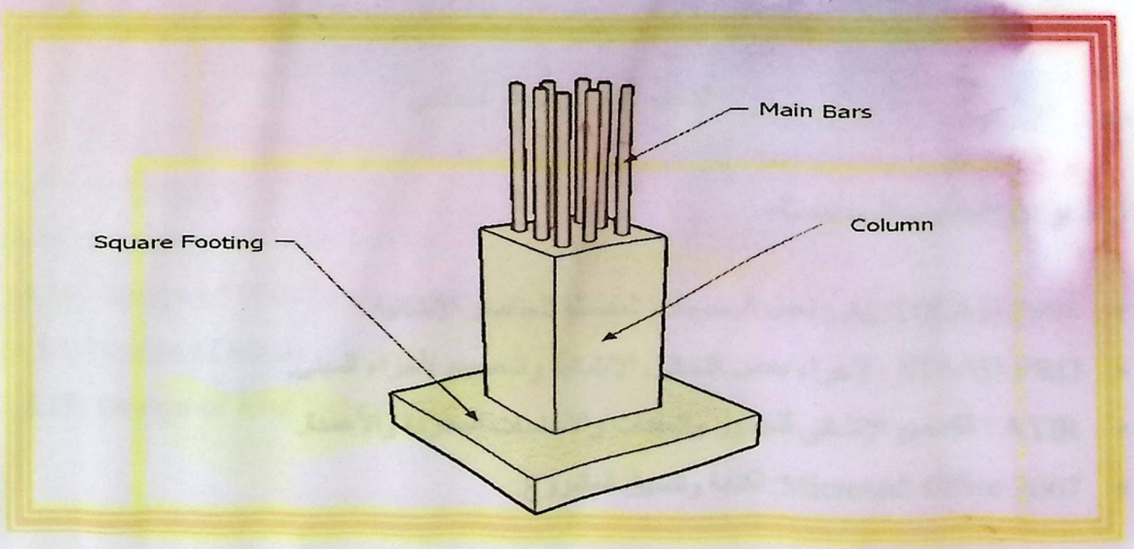
6.4.3 الأساسات (Foundations):

وهي عبارة عن حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض وتقوم الأساسات بعملية نقل الأحمال من الأعمدة إلى التربة ويكون الأساس مسؤولا عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأوزان الحية داخل المبنى ,ويكون تصميم الأساسات آخر خطوة في عملية التصميم مع أنها أول العناصر التي يتم تنفيذها.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى, أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation).

وهي على عدة أنواع :

- الأساسات المنفصلة (Isolated footing): وتستخدم كأساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية وغالبا ما تكون مربعة الشكل.
- الأساسات المشتركة (Combined footing) : وهي أساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين مثل تقارب عمودين أو أكثر أو مقاومة عدم المركزية لعمود مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة.
- الأساسات المستمرة (Strip footing): وتستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها وللأعمدة المتقاربة الواقعة على صف واحد وخاصة إذا كانت أحمال تلك الأعمدة ومسافاتها متقاربة.
- أساسات الفرشة (Mat footing) : وهو أساس للمنشأ كله أو جزء منه حيث تنتقل إليه أحمال الأعمدة لينقلها للتراب وتستخدم لزيادة تحمل التربة اذا كانت لا تتحمل الأحمال المنقولة اليها من الأعمدة باستخدام أنواع الأساسات الأخرى.

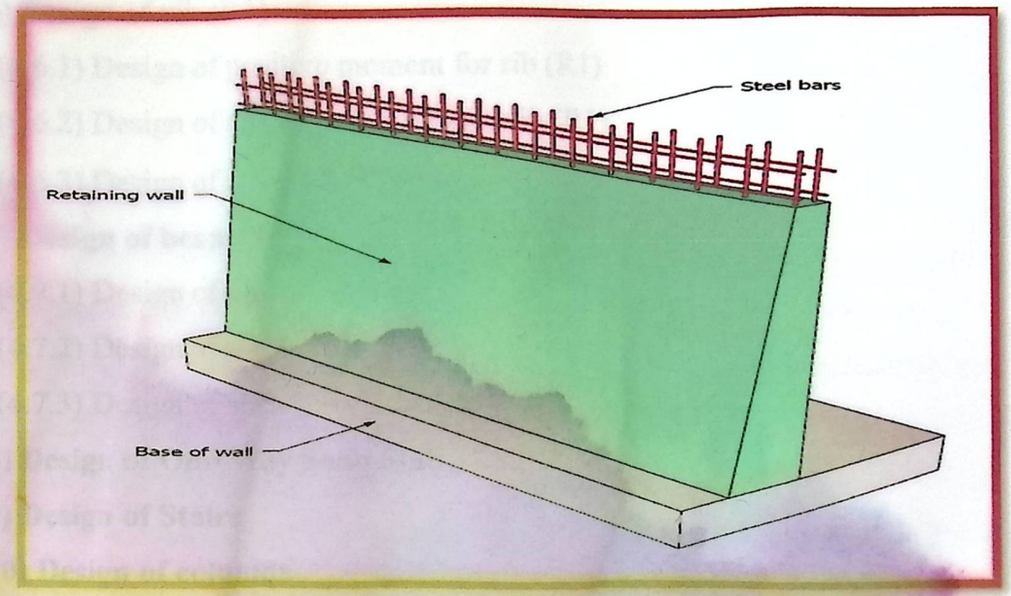


الشكل (10-3) أساس منفرد

7.4.3 الجدران الإستنادية (Retaining walls):

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

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls)
- جدران مدعمة (braced walls)



الشكل (11-3) جدار استنادي

5.3 برامج الحاسوب المستخدمة:

- AUTOCAD 2007 : لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
- STAAD PRO : لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.
- ATIR : للتصميم الإنشائي للجسور والعقدات والأساسات المنفردة والأعمدة.
- Microsoft Office 2007: لكتابة وتنسيق المشروع.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

(4.1) Introduction

(4.2) Factored load

(4.3) Slab thickness calculation

(4.4) Load calculation

(4.5) Design of topping

(4.6) Design of rib (R1)

(4.6.1) Design of positive moment for rib (R1)

(4.6.2) Design of negative moment for rib (R1)

(4.6.3) Design of shear for rib (R1)

(4.7) Design of beam (B3)

(4.7.1) Design of positive moment

(4.7.2) Design of negative moment

(4.7.3) Design of shear

(4.8) Design of One-Way Solid Slab

(4.9) Design of Stairs

(4.10) Design of columns

(4.10.1) Design of short column

(4.10.2) Design of long column

(4.11) Design of strip footing

(4.12) Design of Isolated footing

(4.13) Design of Well (water tank)

(4.14) Design of Shear Wall

(4.15) Design of Mat Foundation

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction:

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

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

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are two types of slabs: Two way solid slab, one way ribbed slab and one way solid slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2007" program to find the internal forces, deflections and moments for two way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

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

4.2 Factored loads:

Factored loads are service loads multiplied by appropriate load factors .the factored load can be obtained as follows:

$$qu = 1.2D.L + 1.6L.L$$

4.3 Slabs thickness calculation

4.3.1 Determinations of one way ribbed slab thickness:-

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

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

$h_{min} = \frac{Ln}{16} \longrightarrow$ (For simply supported).

$h_{min} = \frac{Ln}{18.5} \longrightarrow$ (For one end Continuous).

$h_{min} = \frac{Ln}{21} \longrightarrow$ (For two end Continuous).

$h_{min} = \frac{Ln}{10} \longrightarrow$ (For Cantilever).

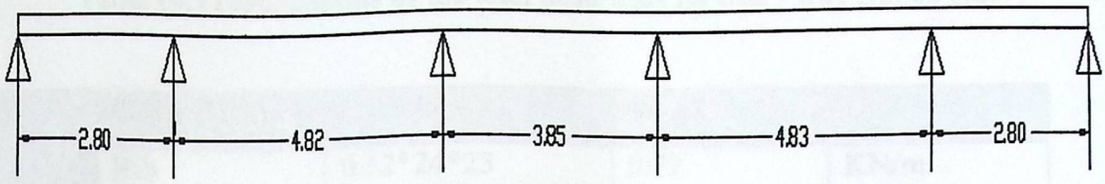


Fig. (4-1) Spans of Rib (R1)

Spans from left to right for one way rib slab:

L/18.5 = 2.80/18.5 =15cm

L/21 = 4.83/21 = 23 cm. (Control) ACI-318-02 (9.5.a)

Select the thickness of the slap 32 cm

4.4 load calculation:

4.4.1 load Calculations for one -way ribbed slab:

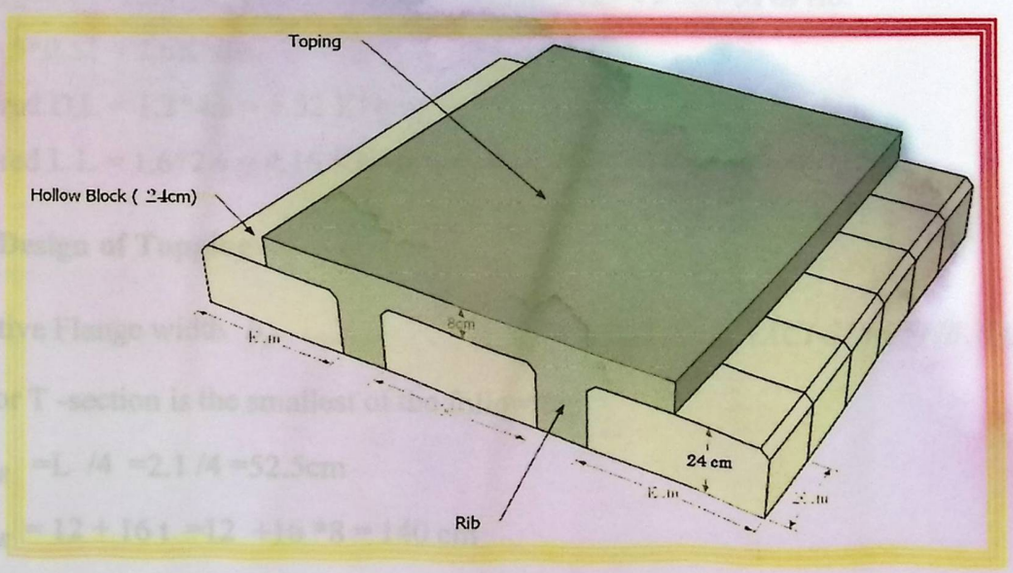


Fig. (4-2) Section in one way ribbed slab

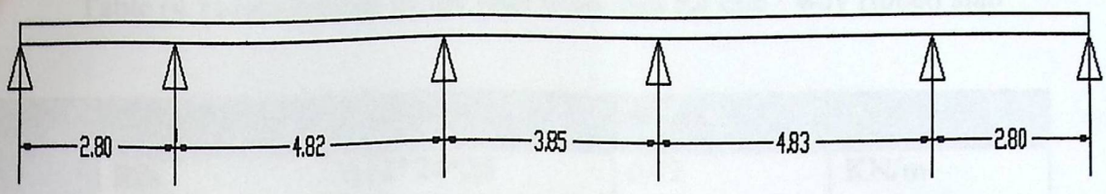


Fig. (4-1) Spans of Rib (R1)

Spans from left to right for one way rib slab:

L/18.5 = 2.80/18.5 =15cm

L/21 = 4.83/21 = 23 cm. (Control) ACI-318-02 (9.5.a)

Select the thickness of the slap 32 cm

4.4 load calculation:

4.4.1 load Calculations for one -way ribbed slab:

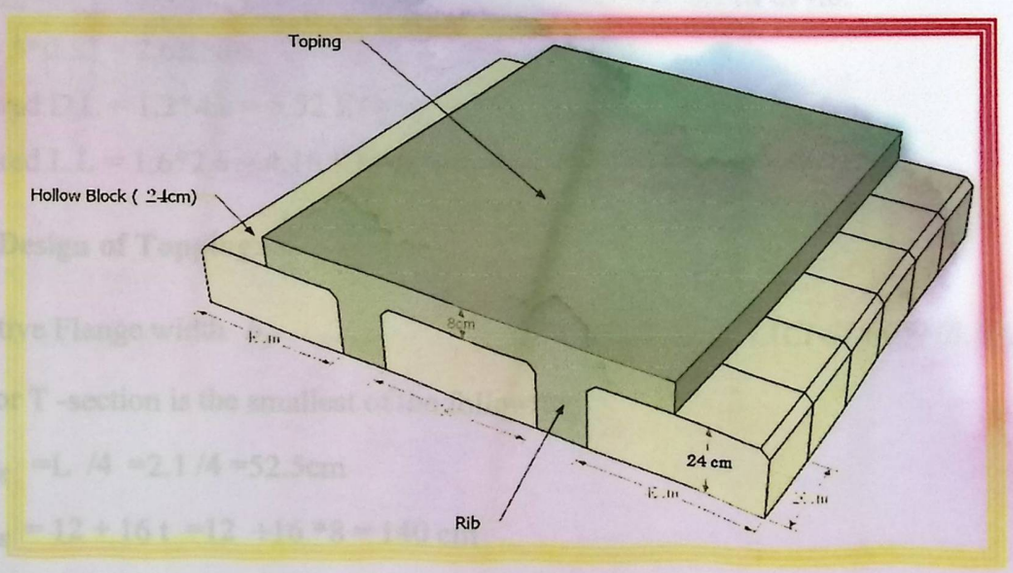


Fig. (4-2) Section in one way ribbed slab

Table (4.1) calculations of the total dead load for one - way ribbed slab

No	Parts of Rib	Calculation	Result	Unit
1.	Rib	0.12*24*25	0.72	KN/m
2.	Top Slab	0.08*0.52*25	1.04	KN/m
3.	Plaster	0.03*0.52*22	0.343	KN/m
4.	Hollow Block	0.4*0.24*10	0.96	KN/m
5.	Sand Fill	0.07*0.52*17	0.62	KN/m
6.	Tile	0.03*0.52*22	0.343	KN/m
7.	Mortar	0.03*0.52*22	0.343	KN/m
	Partition	1*0.52	0.52	KN/m
			4.889	KN/m

Nominal Total Dead Load:

$D.L._{total}$ =0.81+1.04+0.343+1.08+0.62+0.343+0.343= 4.6 KN/m of rib.

L.L = 5*0.52 = 2.6KN/m.

Factored D.L = 1.2*4.6 = 5.52 KN/m.

Factored L.L = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m.

4.5 Design of Topping:

Effective Flange width b_E *(ACI-318-05) (8.10.2)*

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

b_E =L /4 =2.1 /4 =52.5cm

b_E = 12 + 16 t =12 +16 *8 = 140 cm

$b_E \leq$ *center to center between rib* = 52 *cm*

qu = 1.2DL + 1.6 LL

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

$$DL_{topping} = \frac{4.89}{0.52} - \frac{0.72}{0.52} = 8.02 kN/m^2.$$

$$q_u = (1.2 \times 8.02) + (1.6 \times 4.16) = 16.28 kn/m^2$$

$\Rightarrow$ For a one meter strip $q_u = \frac{16.28}{1.0} = 16.28\ kn/m$

$$\therefore q_u = 16.28 kn/m$$

$\Rightarrow$ Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{16.28 \times (0.4)^2}{12} = 0.217 kN.m$$

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

$$= 0.42\ \sqrt{24} \times \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.2 kN.m.$$

$$\phi \times Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 kN.m.$$

$$\phi \times Mn = 1.21 kN.m > Mu = 0.217 kN.m.$$

No structural reinforcement is required.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided

$\rho = 0.0018$ *(ACI-318-05) (7.12.2)*

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

$$Use. 1\Phi 8 / 25cm \longrightarrow With As = 2.01 cm^2$$

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

4.6 Design of Rib (R1):

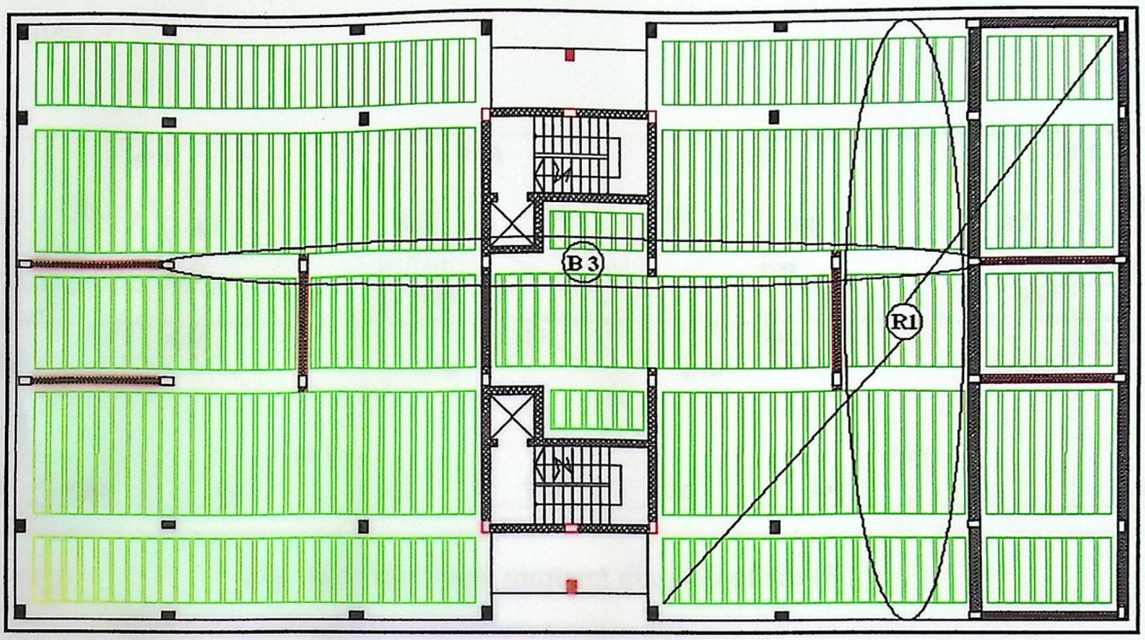


Fig. (4.3) Structural key

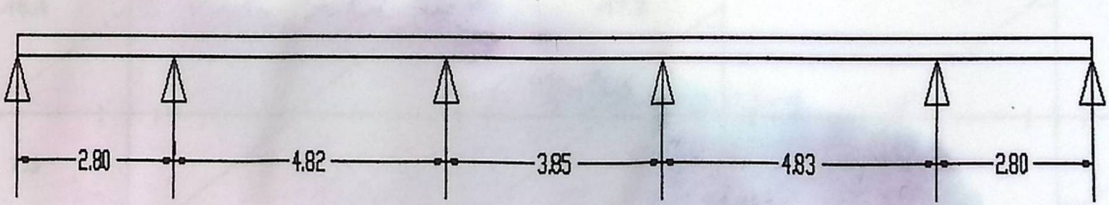


Fig.(4.4) spans length of rib (R1)

By using ATIR software we get the envelope moment diagram with the Following values :-

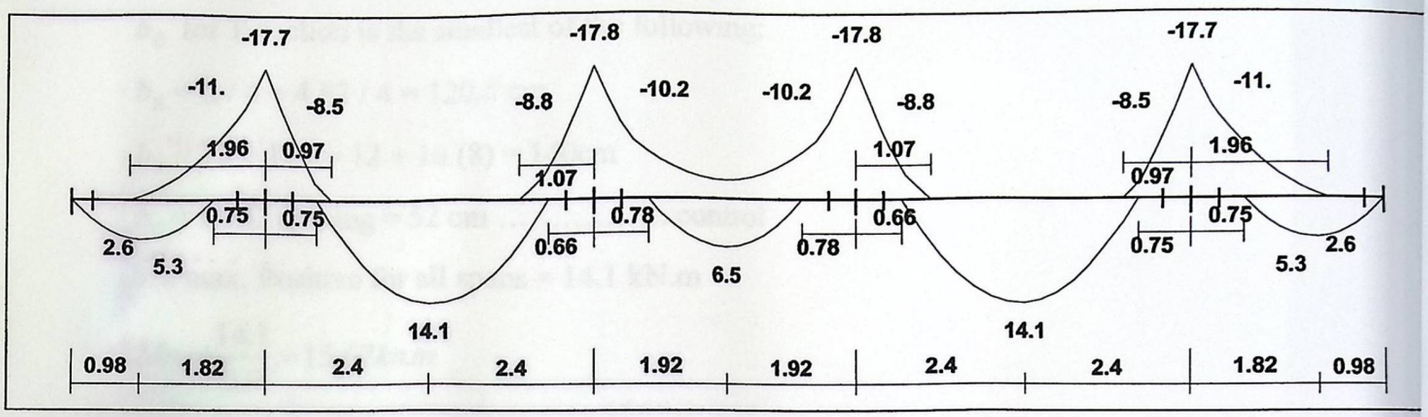


Fig. (4.5) Envelope moment diagram of rib (R1)

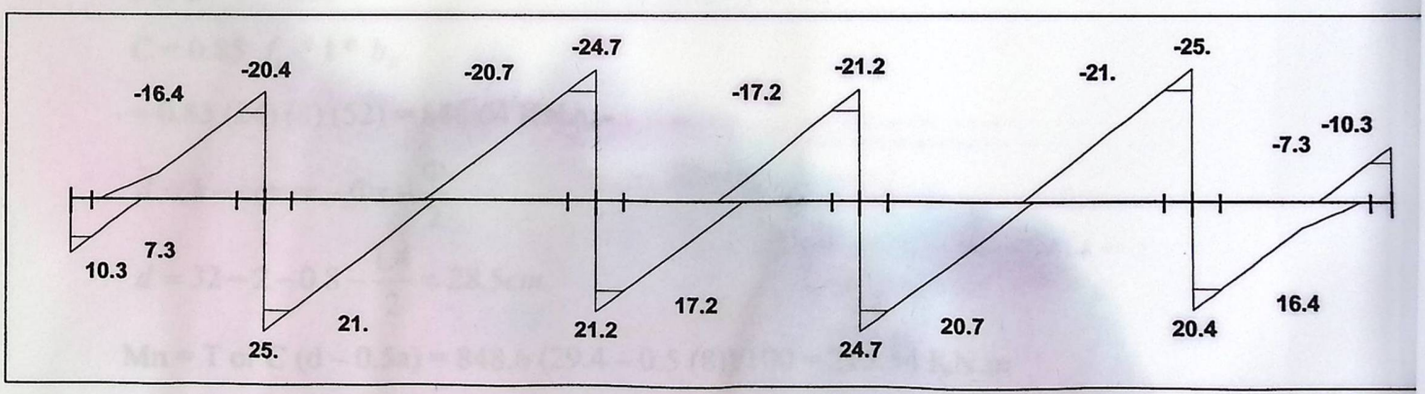


Fig. (4.6) Envelope shear diagram of rib (R1)

4.6.1 Design of Positive Moment for Rib (R1):

This design for 4.82m spans,

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

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

$b_E = L / 4 = 4.82 / 4 = 120.5$ cm

$b_E = 12 + 16\,t = 12 + 16\,(8) = 140$cm

b_E = C / C spacing = 52 cm .....control

Mu max. Positive for all spans = 14.1 kN.m

$$Mn = \frac{14.1}{0.9} = 15.67 kn.m$$

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

For a = t = 8cm

$C = 0.85\ f_c * t * b_E$

$= 0.85\ (24)\ (8)\ (52) = 848.64$ KN

$$d = h - cover - \Phi s - \frac{\Phi}{2}$$

$$d = 32 - 2 - 0.8 - \frac{1.4}{2} = 28.5 cm$$

Mn = T or C (d – 0.5a) = 848.6 (29.4 – 0.5 (8))/100 = 215.54 KN.m

$Mn_{available}$ = 215.54 KN.m > Mn required = 15.67 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{15.67 \times 10^6}{520 \times (285)^2} = 1.607 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(1.607)}{410}}\right) = 0.0041$$

$As = 0.0041\ (52)\ (28.5) = 1.4\,cm^2 > As_{min} = 1.16 cm^2$.

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(410)}(12)(28.5) \geq \frac{1.4}{410}(12)(28.5)$$

$As_{min} = 1.02 < 1.16 \longrightarrow$ *The l* arg *est is control*.

$As_{min} = 1.16 cm^2$

$$\#\ \text{Of bars} = \frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{1.4}{2.0} = 1.23$$

Note $A_{\Phi 12} = 1.13\ cm^2$

Select bottom bars 2 Φ 12 mm. Total As= $2.26\,cm^2$.

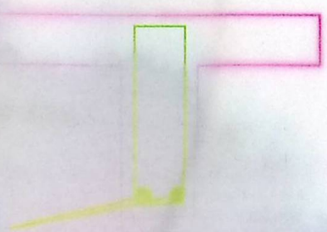


Fig. (4-7) Positive reinforcement of Rib – R1

- **Check for yielding:**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2\times1.13\times10^{-4}\times410=0.85\times24\times0.52\times a$$

$$a=8.73mm$$

$$x=\frac{a}{\beta_1}=\frac{8.73}{0.85}=10.27mm$$

$$\varepsilon_s=\frac{285-8.73}{10.27}\times0.003=0.08$$

$$\varepsilon_s=0.08>0.005\longrightarrow Ok$$

4.6.2 Design of Negative Moment for Rib (R1):

Maximum negative moment is Mu = 11 kn.m

Mn = 11 / 0.9 = 12.22 kN.m

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

$$m=\frac{fy}{0.85\times fc'}=\frac{410}{0.85\times24}=20.1$$

$$\text{Rn}=\frac{Mn}{b\times d^2}=\frac{12.2\times10^5}{12\times(28.5)^2}=1.254\text{ Mpa}$$

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

$$\rho=\frac{1}{20.1}(1-\sqrt{1-\frac{2(20.1)(1.254)}{410}})=0.00316$$

As_{req} = 0.00316 (12) (28.5) = 1.08 cm^2

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

$$As_{\min}=\frac{\sqrt{24}}{4(410)}(12)(28.5)\geq\frac{1.4}{410}(12)(28.5)$$

$As_{min} = 1.02 < 1.17 \longrightarrow The\ l\ arg\ est\ is\ control$

$As_{min} = 1.7cm^2$

$As_{req} = 1.08cm^2 < As_{min} = 1.17cm^2 \longrightarrow The l\ arg est\ is\ control$

Of bars = As/ As $_{bar}$ = 1.17/1.13 = 1.035 bars Note $A_{\Phi 13}$= 1.13 cm²

Select 2 Φ 12 mm. Total As $_{provided}$ = 2.26 cm².

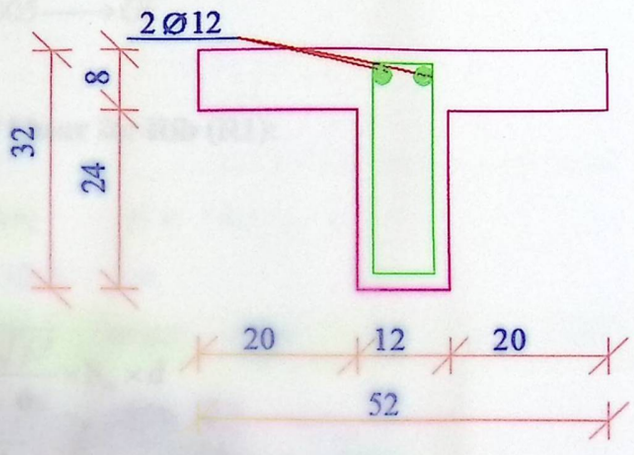


Fig. (4-8) Negative reinforcement of Rib – R1

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2.26\times10^{-4}\times410=0.85\times24\times0.12\times a$$

$$a=37.85mm$$

$$x=\frac{a}{\beta_1}=\frac{37.85}{0.85}=44.53mm$$

$$\varepsilon_s=\frac{285-44.53}{44.53}\text{X}0.003$$

$$\varepsilon_s=0.016>0.005\longrightarrow Ok$$

4.6.3 Design of Shear for Rib (R1):

Item 1:

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

$$\frac{1}{2}\Phi\,\text{Vc}=\frac{1}{2}\times\Phi\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times\text{b}_\text{w}\times\text{d}$$

$$=\frac{1}{2}\times0.75\times\frac{\sqrt{24}}{6}\times120\times8=10.47$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc<\Phi Vu\longrightarrow Not.ok$$

Item 2:

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

$$\Phi\,\text{Vc}=1.47\times2=20.94KN$$

$$\Phi Vc<Vu\longrightarrow Not.ok$$

Item 3:

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

$$\Phi Vs_{\min}=0.75\,(\frac{1}{3})\times\text{bw}\times\text{d}$$

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75\,(\frac{1}{3}) \times 0.12 \times 0.285 \times 10^3 = 8.55kN$$

$$\Phi Vs_{\min} = (\frac{1}{16}) \times \sqrt{fc'}\, b_w \times d$$

$$\Phi Vs_{\min} = (\frac{1}{16}) \times \sqrt{24} \times .12 \times .285 \times 1000 = 10.47kN \longrightarrow control$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 20.94 + 10.47 = 31.41kN$$

$$20.94 \le 21 \le 31.41 \longrightarrow OK$$

$$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \longrightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 79 \times 410}{0.12} = 1.6m$$

$$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \longrightarrow S_{req} = \frac{16 \times 2 \times 79 \times 410}{0.12 \times \sqrt{24}} = 1.76m$$

$$S_{\max} \le d/2 \le 600 \longrightarrow S_{\max} \le 285/2 = 142.5mm \longrightarrow control$$

Then select S=12.5cm

Then use Φ 10 @ 12.5 cm.

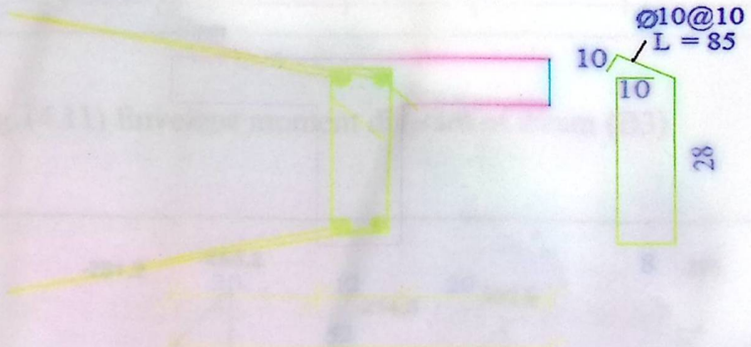


Fig. (4-9) Reinforcement of Rib – R1

4.7 Design of Beam (B3)

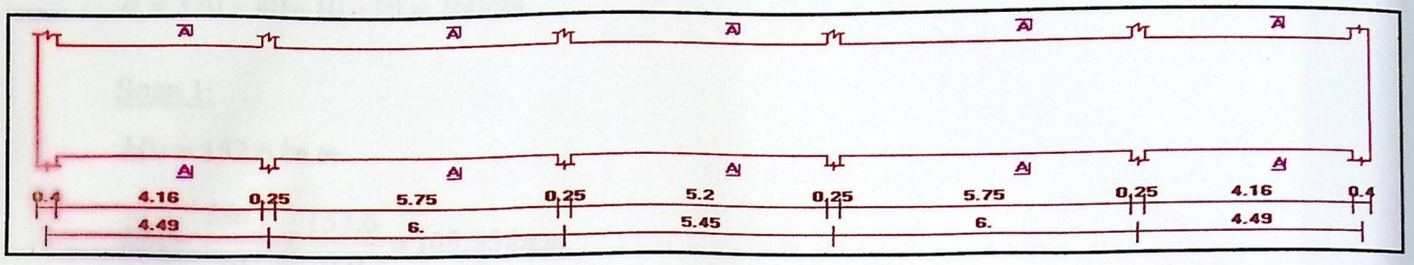


Fig. (4.10) spans length of Beam (B3)

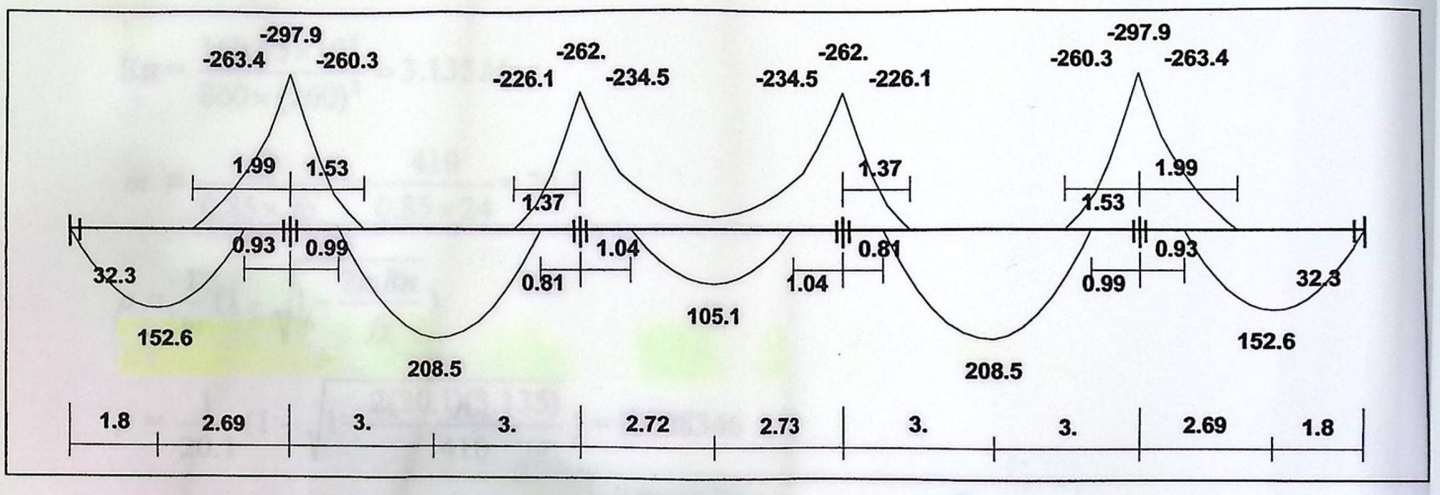


Fig. (4.11) Envelope moment diagram of Beam (B3)

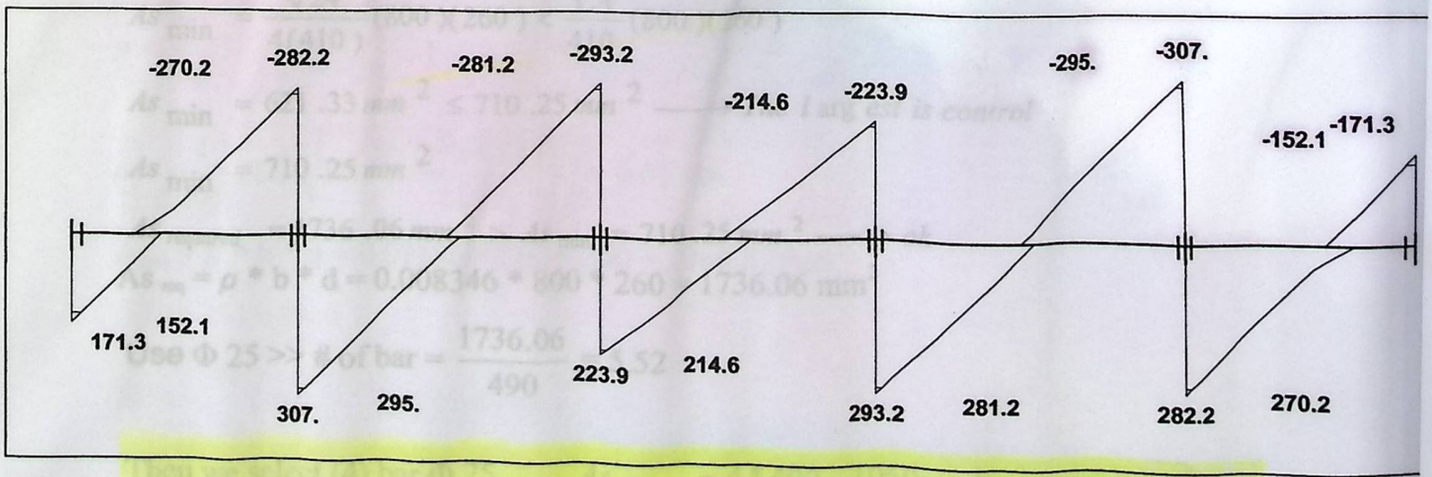


Fig. (4.12) Envelope shear diagram of Beam (B3)

4.7.1 Design of Positive Moment:

$$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260cm$$

Span 1:

$$Mu = 152.6\,kn.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{152.6}{0.9} = 169.55\,kn.m$$

$$\mathrm{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$\mathrm{Rn} = \frac{169.55 \times 10^6}{800 \times (260)^2} = 3.135\,Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(3.135)}{410}}\right) = 0.008346$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(410)}(800)(260) < \frac{1.4}{410}(800)(260)$$

$$As_{\min} = 621.33\,mm^2 \leq 710.25\,mm^2 \longrightarrow The\ largest\ is\ control$$

$$As_{\min} = 710.25\,mm^2$$

$$As_{required} = 1736.06\,mm^2 > As_{\min} = 710.25\,mm^2 \longrightarrow ok$$

$$As_{req} = \rho * b * d = 0.008346 * 800 * 260 = 1736.06\ mm^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 \gg \#\ \text{of bar} = \frac{1736.06}{490} = 5.52$$

Then we select (4) bar Φ 25 $\quad As_{provided} = 4 * 490 = 1960mm^2$

- **Check for yielding in bottom**

Tension = Compression:

$$A_s \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$
$$6 \times 314 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$
$$a = 47.33 mm$$
$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.33}{0.85} = 55.68 mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{260 - 61.85}{61.85} \times 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.011 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Span 2:

$$Mu = 208.5 kn.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{208.5}{0.9} = 231.67 kn.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{231.67 \times 10^6}{800 \times (260)^2} = 4.283 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(4.283)}{410}}\right) = 0.01186$$

$A_{sreq} = \rho * b * d = 0.01186 * 800 * 260 = 2466.87 \text{ mm}^2$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(410)}(800)(260) < \frac{1.4}{410}(800)(260)$$

$$As_{\min} = 621.33mm^2 \leq 710.25mm^2 \longrightarrow The\ l\ \text{arg}\ est\ is\ control$$

$$As_{\min} = 710.25mm^2$$

$$As_{required} = 2466.87mm^2 > As_{\min} = 710.25mm^2 \longrightarrow ok$$

Then we select (5) bar Φ 25 $\quad As_{provided} = 5 \times 491 = 2455mm^2$

- **Check for yielding in bottom**

Tension = Compression:

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

$$5 \times 491 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 61.67mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{61.67}{0.85} = 72.55mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{260 - 72.55}{72.55} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.007 > 0.005 \longrightarrow ok$$

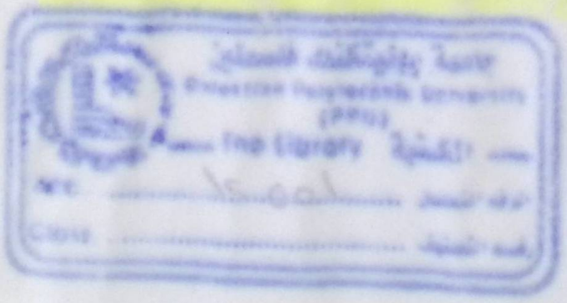
4.7.2 Design of Negative Moment:

Support 2:

$$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$$

$$Mu = 263.4\,kn.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{263.4}{0.9} = 292.67\,kn.m$$



$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{292.67 \times 10^{+6}}{800 \times (260)^2} = 5.41 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(5.41)}{410}}) = 0.0156$$

A req = ρ * b * d = 0.0156 *800*260 = 3244.8mm²

Use Φ 25 >> # of bar = $\frac{3244.8}{491} = 6.61$

Then we select (7) bar Φ 25 $A_s provided = 7 * 491 = 3437 cm^2$

- **Check for yielding in topping:**

Tension = Compression

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

$$7 \times 491 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 86.3mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{86.3}{0.85} = 101.53mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{260 - 101.53}{101.53} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0053 > 0.005 \longrightarrow ok$$

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٥٠٦٥١
Class

Support 3:

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260cm$

$Mu = 234.5$ KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{234.5}{0.9} = 260.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$\text{Rn} = \frac{260.56 \times 10^{+6}}{800 \times (260)^2} = 4.82 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(4.82)}{410}}\right) = 0.0136$$

A req = ρ * b * d = 0.0136 *800*260 = 2828.8mm²

$$\text{Use } \Phi 25 >> \#\text{ of bar} = \frac{2828.8}{491} = 5.76$$

Then we select (6) bar Φ 25 $\quad As_{provided} = 6 * 491 = 2946cm^2$

- **Check for yielding in topping:**

Tension = Compression

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

$$6 \times 491 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 300 \times a$$

$$a = 74mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{74}{0.85} = 87.1mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{260 - 87.1}{87.1} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.006 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.7.3 Design of Shear for Beam:

$$Vu_{max} = 295kn$$

Item 1:

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

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

$$= \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 260 = 63.7kN$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc < Vu \longrightarrow Not\ ok$$

Item 2:

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

$$\Phi Vc = 63.7 \times 2 = 127.4KN$$

$$\Phi Vc < Vu \longrightarrow Not\ ok$$

Item 3:

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

$$\Phi Vs_{min} = 0.75\,(\frac{1}{3}) \times bw \times d$$

$$\Phi Vs_{min} = 0.75\,(\frac{1}{3}) \times 0.8 \times 0.260 \times 10^{3} = 52kN$$

$$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) \times \sqrt{fc'}\, bw \times d$$

$$\Phi Vs_{min} = (\frac{1}{16}) \times \sqrt{24} \times 0.8 \times 0.260 \times 1000 = 169.8kN \Rightarrow controle$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 127.37 + 169.8 = 297.171kN$$

$$127.37 \le 295 \le 297.17 \longrightarrow OK$$

$$\frac{Av}{Sreq} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \longrightarrow Sreq = \frac{3 \times 4 \times 79 \times 10^{-6} \times 410}{0.8} = 0.48m$$

$$\frac{Av}{Sreq} = \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \longrightarrow Sreq = \frac{16 \times 4 \times 79 \times 10^{-6} \times 410}{0.8 \times \sqrt{24}} = 0.53m$$

$$S_{max} \le d/2 \le 600 \longrightarrow S_{max} \le \frac{260}{2} = 130mm$$

$$S_{max} = 130mm < 600mm \longrightarrow Ok$$

Then select S=10.0cm

Then use Φ 10 / 10.0 cm.

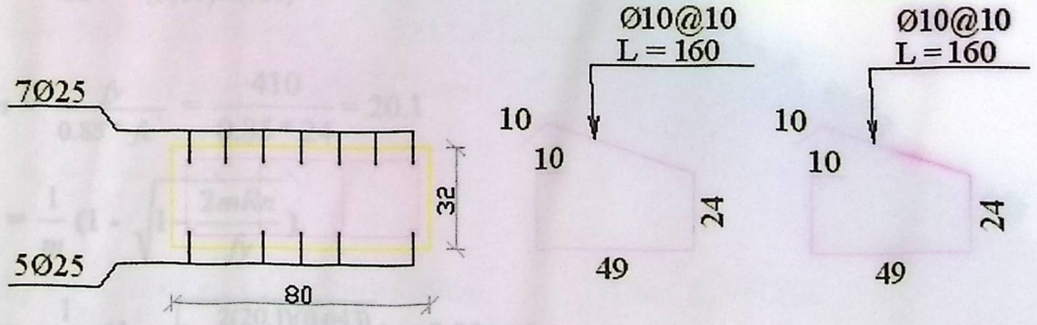


Fig.(4-13) section in Beam (B3)

4.8 Design of One-way solid slab:

Check if it is one way:

$$\frac{Ly}{Lx}=\frac{5.2}{2.55}=2.04>2.0 \quad ....One\ way$$

4.8.1 Determination of Thickness and Load Calculation:

$$h=\frac{L}{20}=\frac{255}{20}=12.75\ cm$$

$$Select\ h=15cm$$

Load Calculations

$$D.L=25*0.15=3.75\ kN/m^2$$

$$L.L=2.5\ kN/m^2$$

$$qu=1.2*3.75+1.6*2.5=8.50\ kN/m^2$$

$$Vu=\frac{qu*L}{2}=\frac{8.5*2.8}{2}=12.25\ kN$$

$$Mu=\frac{qu*L^2}{8}=\frac{8.5*2.8^2}{8}=8.33\ kN.m$$

4.8.2 Design of Positive Moment:

d=15-2-1=12cm.

$$Mn=\frac{Mu}{0.9}=\frac{8.33}{0.9}=9.26\ kN.m$$

$$Rn=\frac{Mn}{bd^2}=\frac{9.26\times10^6}{(1000)\times(120)^2}=0.643Mpa$$

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

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

$$\rho=\frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(20.1)(0.643)}{410}}\right)=0.00159$$

As req = ρ * b * d = 0.00159 *100*12 =1.91 cm²/m

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018*100*15 = 2.7 \ cm^2/m$

$As_{\min} = \frac{1.4*b*d}{Fy} = \frac{1.4*1000*120}{410} = 4.1 \ cm^2/m$

Not Less than

$As_{\min.} = \frac{0.25*\sqrt{fc'}*b*d}{Fy} = \frac{0.25*\sqrt{24}*1000*120}{410} = 3.6 \ cm^2/m$

$1.3*As_{req} = 1.3*1.91 = 2.483 \ cm^2/m$.....*control*

Select $1\phi 12@25cm \Rightarrow As = \frac{100}{25} \times 1.13 = 4.52 \ cm^2/m$ .....*OK*

- **Check for yielding:**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$452 * 410 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 9.1 \ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.1}{0.85} = 10.71 \ cm$

$\varepsilon_s = \frac{16 - 1.071}{1.071} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.042 > 0.005$ .....*ok*

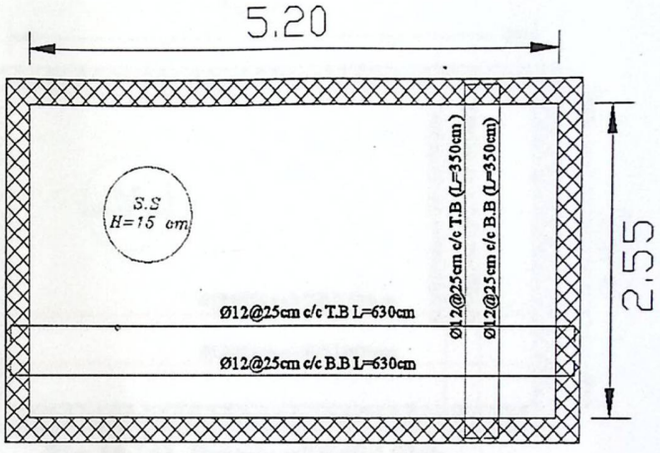


Fig. (4-14) Details of Solid Slab

4.8.3 Shrinkage & Temperature Reinforcement in Top Layer:

$As = 0.0018*b*h$

$As = 0.0018*100*15 = 2.7 \ cm^2/m$

Select $1\phi 12@25cm \Rightarrow As_{Provided} = 3.93 \ cm^2/m \longrightarrow OK$

4.8.4 Development Length of Bars:

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

$L_d = \frac{410}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$ Use: L_d=50cm.

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018*100*15 = 2.7 \ cm^2 / m$

$As_{\min} = \frac{1.4*b*d}{Fy} = \frac{1.4*1000*120}{410} = 4.1 \ cm^2 / m$

Not Less than

$As_{\min.} = \frac{0.25*\sqrt{fc'}*b*d}{Fy} = \frac{0.25*\sqrt{24}*1000*120}{410} = 3.6 \ cm^2 / m$

$1.3*As_{req} = 1.3*1.91 = 2.483 \ cm^2 / m$.....*control*

Select $1\phi 12@25cm \Rightarrow As = \frac{100}{25} \times 1.13 = 4.52 \ cm^2 / m$ .....*OK*

4.8.3 Check for yielding:

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$452 * 410 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 9.1 \ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.1}{0.85} = 10.71 \ cm$

$\varepsilon_s = \frac{16 - 1.071}{1.071} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.042 > 0.005$ .....*ok*

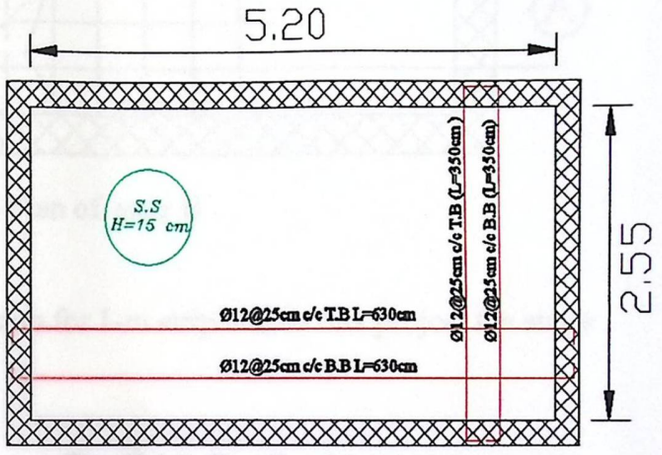


Fig. (4-14) Details of Solid Slab

4.8.3 Shrinkage & Temperature Reinforcement in Top Layer:

$As = 0.0018*b*h$

$As = 0.0018*100*15 = 2.7 \ cm^2 / m$

Select $1\phi 12@25cm \Rightarrow As_{Provided} = 3.93 \ cm^2 / m$ .....*OK*

4.8.5 Development Length of Bars:

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

$L_d = \frac{410}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$ Use: L_d=50cm.

4.9 Design of Stairs:

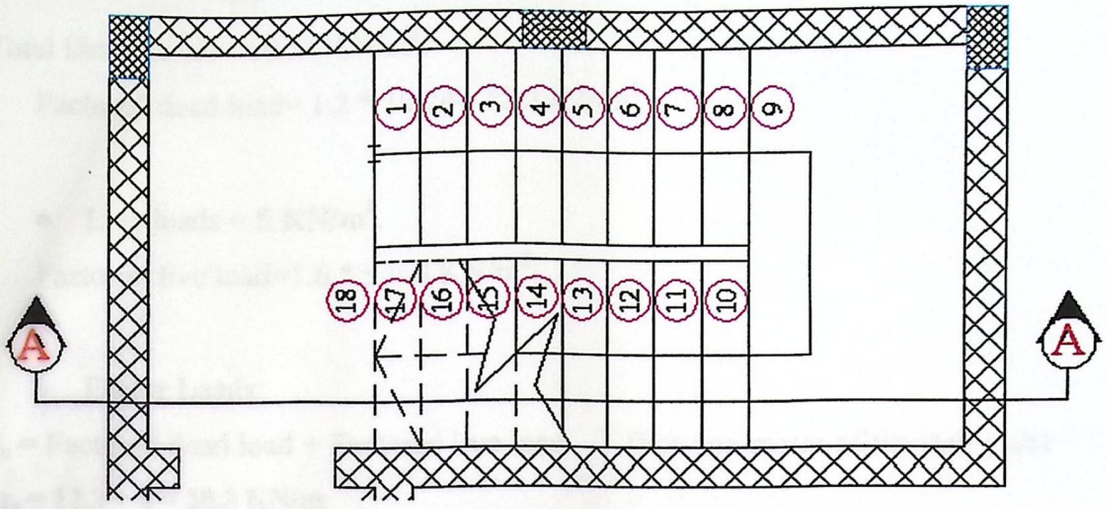


Fig.(4-15) Plan of stair B

The stairs is designed as one way solid slab for 1-m strip and in this project the stairs is simply supported.

4.9.1 Limitation of deflection (Determination of slab thickness):

$$h \geq \frac{L}{20} = \frac{0.68 + 2.7 + 0.62}{20} = 0.2m$$

$$\therefore h = 20cm$$

4.9.2 Loads Calculation:

Dead Load calculation:

$$DL\ of\ slap = \frac{0.2 \times 24 \times 1}{\cos 30} = 5.773\ kn/m^2$$

$$Plaster = \frac{0.02 \times 22 \times 1}{\cos 30} = 0.508\ kn/m^2$$

$$Stair = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.17 \times 24}{0.3} = 2.125\ kn/m^2$$

$$Morter = \frac{(0.17 + 0.3) \times 0.02 \times 22}{0.3} = 0.69\ kn/m^2$$

$$Tiels = \frac{(0.17+0.35)\times 0.03\times 22}{0.3} = 1.144\ kn/m^2$$

Total Dead Loads= 10.241kN/m^2.

Factored dead load= 1.2 * 10.24= 12.3 KN/m^2

- Live loads = **5 KN/m^2.**

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

- Factor Loads:

q_u = Factored dead load + Factored live load (For one-meter of the stair slab)

q_u = 12.3 + 8 = 20.3 KN/m

4.9.3 Design of Shear:

By using ateir program the maximum shear:

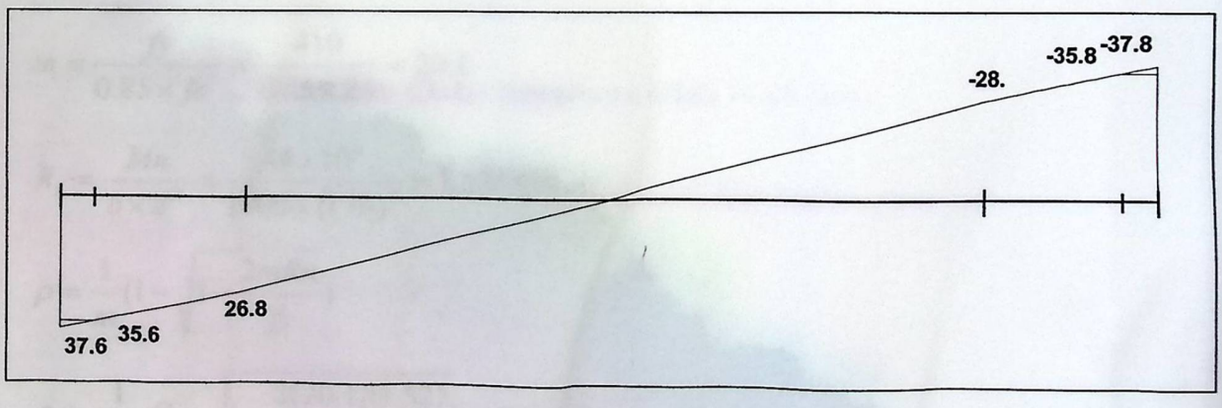


Fig. (4.16) Envelope shear diagram of stair B

$$Vu_{max} = 35.8\,kn$$

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

$$\Phi Vc = 0.75\frac{1}{6}\times\sqrt{24}\times 1\times 0.17\times 10^3 = 106\,kn$$

$$\Phi Vc = 106\,kn > Vu = 35.8\,kn \longrightarrow Ok$$

No shear reinforcement is required.

4.9.4 Design of Bending Moment:

By using ateir program the maximum positive moment:

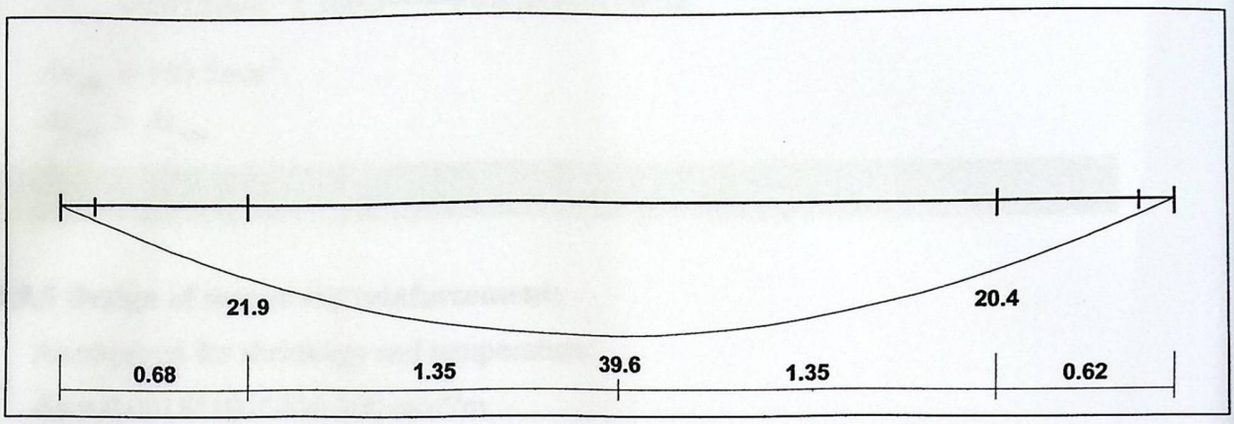


Fig. (4.17) Envelope moment diagram of stair B

$$Mu_{max} = 39.6\,kn.m$$

$$Mn = \frac{39.6}{0.9} = 44\,kn.m$$

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

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{44 \times 10^6}{1000 \times (170)^2} = 1.52Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(1.52)}{410}}) = 0.0038$$

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0.0038 \times 1000 \times 170 = 655.65 mm^2$$

$$\longrightarrow Use \Phi 14/20 cm c/c$$

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

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24}(1000)(170)}{410} \geq \frac{1.4(1000)(170)}{410} \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = 507.8mm^2 < 580.5 \longrightarrow \text{the larger control}$$

$$As_{\min} = 580.5mm^2$$

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

So select Φ14/20 cm

4.9.5 Design of secondary reinforcement:

As required for shrinkage and temperature:

As = 0.0018*100*20= 360 mm^2/m

So select Φ10/20 cm

4.9.6 Design of Landing:

- **Loads Calculation:**

Load calculation:

$$DL\ slab = 0.02 \times 24 = 4.8\ kn/m^2$$

$$DLPlaster = 0.03 \times 22 = 0.66\ kn/m^2$$

$$DL\ Morter = 0.02 \times 22 = 0.44\ kn/m^2$$

$$DL\ Tiels = 0.03 \times 22 = 0.66\ kn/m^2$$

$$\sum DL = 6.54\ kn/m^2$$

$$LL = 5\ kn/m^2$$

$$Total\ DL(For\ 1m\ strip) = 6.54 + 18.98 = 25.54\ kn/m^2$$

$$Total\ LL(For\ 1m\ strip) = 5 + 13.32\ kn/m^2$$

$$qu = 1.2DL + 1.6LL$$

$$qu = 1.2 \times 25.54 + 1.6 \times 18.32 = 56.05\ kn/m$$

- **Design of Shear:**

$$Vu = \frac{qu \times L}{2} = \frac{56.05 \times 2.8}{2} = 78.47\ kn$$

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

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 170 = 104.1\ kn$$

$$\Phi Vc = 10.1kn > Vu = 78.47\ kn \longrightarrow Ok$$

No shear reinforcement is required.

- **Design of Bending Moment :**

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

$$Mu = \frac{56.05 \times 2.8^2}{8} = 54.93 KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{54.93}{0.9} = 61.03 KN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{61.03 \times 10^6}{1000 \times (170)^2} = 2.112 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(2.112)}{410}}) = 0.00545$$

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 0.00545 \times 1000 \times 170 = 926.4 mm^2$$

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

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{24}(1000)(170)}{410} \geq \frac{1.4(1000)(170)}{410} \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 507.8 < 580.5 \longrightarrow \text{The larger control}$$

$$As_{min} = 580.5mm^2$$

$$As_{req} = 926.4mm^2 > As_{min} = 580.5mm^2$$

$$As_{req} > As_{min}$$

$$\therefore As_{req} \longrightarrow Control$$

So select Φ16/20 cm

- **Design of secondary reinforcement:**

As required for shrinkage and temperature:

$As_{req} = 0.0018*1000*170 = 306mm^2/m$

So select Φ10/20 cm

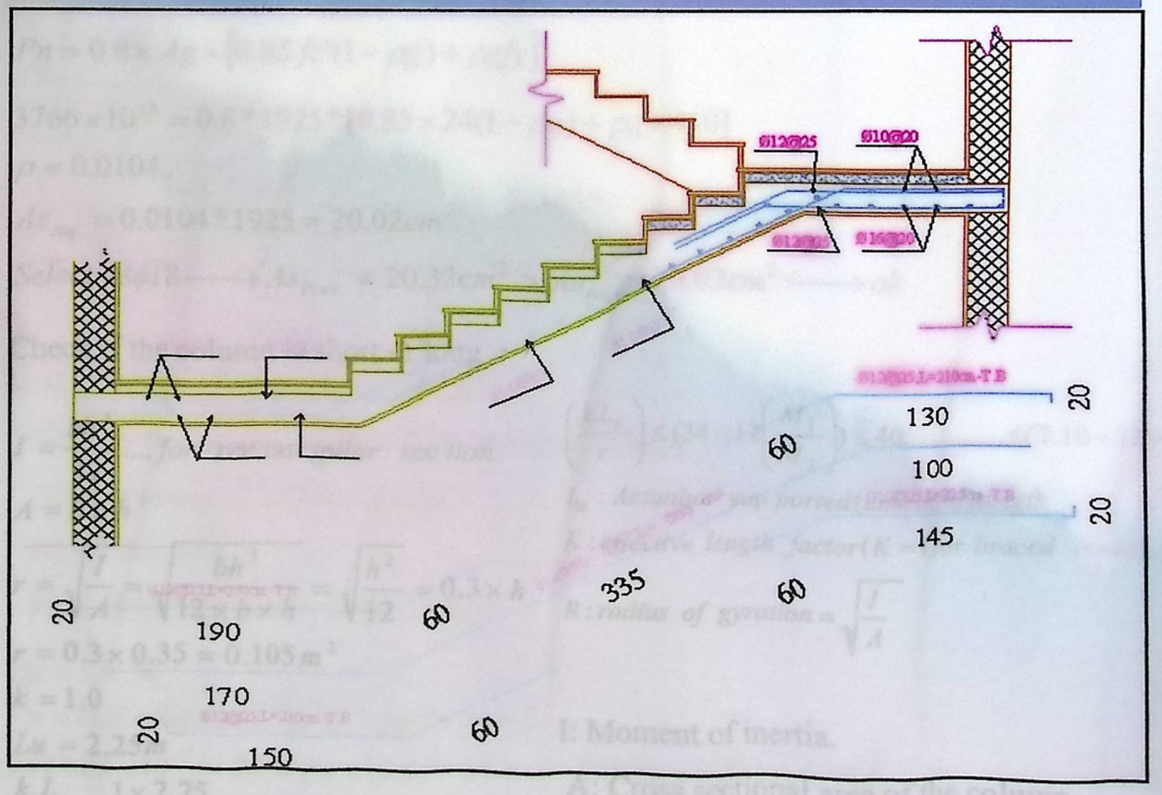


Fig. (4.18) Section (A-A) in Stair B

(4.10)Design of column:

4.10.1 Design of Short column (C03 - Ground Floor):

4.10.1.1 Design of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C03) in the ground floor for design.

$p_u = 2448KN$

$p_{n\,req} = \frac{2448}{0.65} = 3766KN$

$Use\rho = \rho g = 1\%$

$Pn = 0.8 \times Ag \times [0.85 fc'(1-\rho g) + \rho g fy]$

$3766 \times 10^{+3} = 0.8 \times Ag \times [0.85 \times 24 + (1-0.01) + 0.01 \times 410]$

$Ag_{req.} = 1863cm^2.$

$Use 35cm \times 55cm \Rightarrow Ag = 1925cm^2 > 1863cm^2 \longrightarrow ok$

To find ρ required for Ag = 1925 cm^2

The same equation can be applied as follows:

$Pn = 0.8 \times Ag \times [0.85 fc'(1-\rho g) + \rho g fy]$

$3766 \times 10^{+3} = 0.8 * 1925 * [0.85 \times 24(1-\rho g) + \rho g \times 410]$

$\rho = 0.0104$

$As_{req.} = 0.0104 * 1925 = 20.02cm^2$

$Select \quad 8\phi 18 \longrightarrow As_{Prov.} = 20.32cm^2 > As_{req.} = 20.02cm^2 \longrightarrow ok$

Check if the column is short or long

$I = \frac{bh^3}{12} \ldots\ldots for \ \ rec\tan gular \ \ sec tion$

$A = b \times h$

$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12 \times b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.3 \times h$

$r = 0.3 \times 0.35 = 0.105\,m^2$

$k = 1.0$

$Lu = 2.25m$

$\frac{k.L_u}{r} = \frac{1 \times 2.25}{0.105} = 21.4 < 34$

$\therefore Short \quad Column$

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

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

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

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

I: Moment of inertia.

A: Cross sectional area of the column.

4.10.1.2 Design of the Tie Reinforcement:

$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.8 = 28.8cm.$

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

$Spacing \le Least.\text{dim}ension = 35cm$

$use\ \Phi 10@20cm$

But the spacing between ties must be reduced by the factor of 0.67 in above and below the slab by a length which must be grater than the long dimension of the column as follows:

Long diminution for the column = 55 cm

Spacing between ties = 0.67 * 20 = 13.4 cm

So, 50 cm below the slab and 50 cm above the slab must the ties be every 10 cm

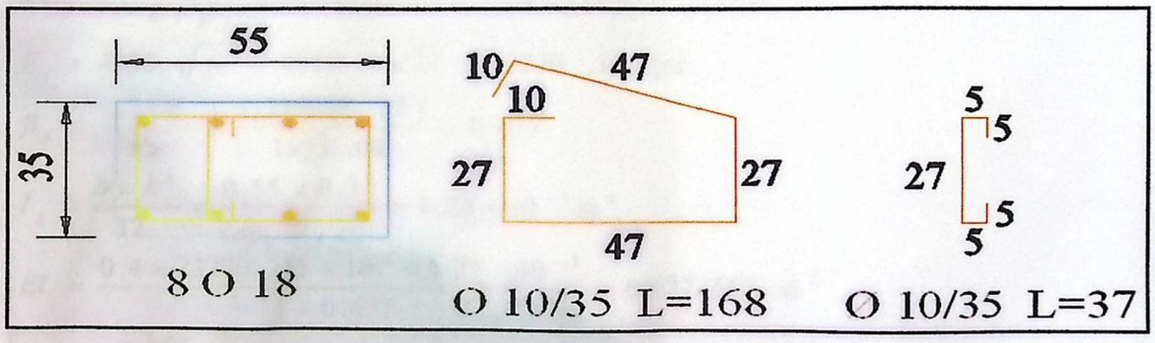


Fig.(4.19): Details Of short Column

4.10.2 Design of long column(C 5):

4.10.2.1 Design of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C05) for design.

Pu = 1893.04 KN

Pn = 1893.04/(0.65) = 2912.37 KN

$\rho g = 1.5\ \%$

$Pn = 0.8 \times Ag \times [0.85 fc'(1-\rho g) + \rho g fy]$

$2912.37 \times 10^{+3} = 0.8 \times Ag \times [0.85 \times 24 + (1-0.012) + 0.012 \times 410]$

$Ag_{req.} = 1366.4cm^2.$

$Use 30cm \times 55cm \Rightarrow Ag = 1650cm^2 > 1366.4cm^2 \longrightarrow ok$

Lu = 2.75m
M1&M2 =1
K=1, According to ACI 318-2008 (**10.10.6.3)** the effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 2.75}{0.3\times 0.3} = 30.5 > 22$$

$\therefore$ *Long column in 35 cm direction .*

Check slenderness limit:

$$\frac{klu}{r} = 35.7 < 100$$

Slenderness limit not exceeded.

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \longrightarrow [ACI\ 318 - 2005\ (Eq.10 - 15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750 \times \sqrt{24} = 23270\ .15\ Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2\,DL}{Pu} = \frac{1.2(1068\ .52)}{1893\ .04} = 0.677$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.55\times 0.3^3}{12} = 1.23\times 10^{-3}\ m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23270\ .15\times 10^6\times 1.23\times 10^{-3}}{1+0.677} = 6.827\ MN\ .m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \longrightarrow ACI\ 318 - 2005\ (Eq.10 - 13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 6.827}{(1.0\times 2.75)^2} = 8.9\,MN\ .$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \longrightarrow ACI\ 318 - 2008\ (Eq.10 - 16)$$

$$Cm = 1\ \ldots\ldots\ According\ \ to\ ACI\ 318 - 2008\ (10.10.6.4)$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-(\frac{pu}{0.75\,P_c})} \geq 1.0 \longrightarrow ACI\ 318 - 2008\ (Eq.10 - 12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(1.893\ /0.75\times 7.98)} = 1.4 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 24\,mm = 0.024\,m$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.024 \times 1.4 = 0.0336$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0336}{0.3} = 0.112$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{1.893}{0.3 \times 0.55} \times \frac{145}{1000} = 1.663\ Psi$$

$$\rho_g = 0.015$$

$$A_s = \rho \times A_g = 0.015 \times 300 \times 550 = 2475\ mm^2$$

Use 10Ø 18 As $_{provided}$ =2540mm^2

4.10.2.2 Design of the Tie Reinforcement:

$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 18 = 28.8cm.$

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

$Spacing \le Least.\text{dim}ension = 30cm$

$\therefore Use 1\phi 10@25cm$

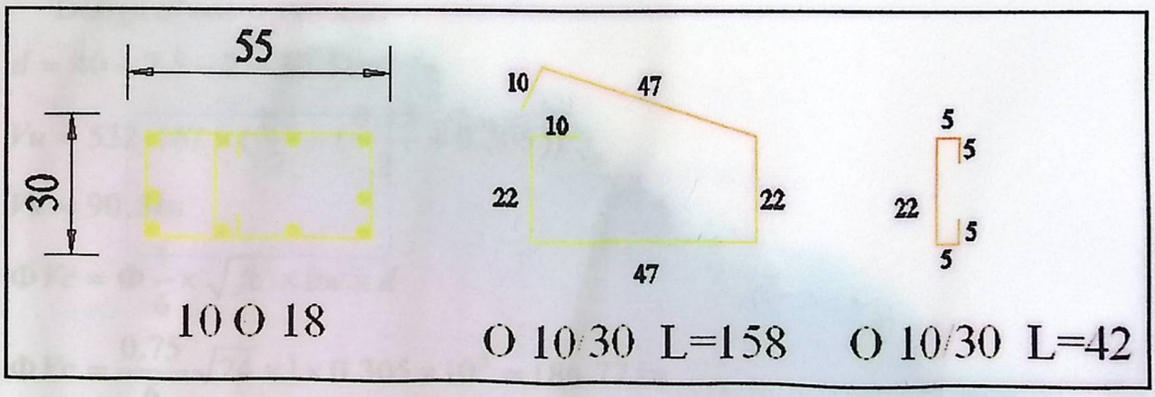


Fig.(4.20): Detail Of long Colum

4.11 Design of strip footing (Wall Footing):

Load on strip footing:

DL (from the Wight of the wall) =198.4kn/m

DL (from the reaction of the ribs) =344.8kn/m

Total dead load=198.4+344.8=543.1kn/m

LL (from the reaction of the ribs) =34.827kn/m

Determination of the footing width:

$$Footing\ \ width = \frac{(DL + LL)}{\gamma_{all}} = \frac{543.1 + 34.827}{500} = 1.16\,m$$

$$\therefore Footing\ \ width = 1.2\,m$$

Determination of the depth of footing:

Select h=40cm

$$Pu = 1.2 \times 198.41 + 1.6 \times 34.827 + 344.8 = 638.6kn$$

$$qu = \frac{638.6}{1 \times 1.2} = 532.167\,kn/m^2$$

Design of one way shear:

$$d = 40 - 7.5 - 2 = 30.5cm$$

$$Vu = 532.167 \times (\frac{1.2}{2} - (\frac{0.25}{2} + 0.305))$$

$$Vu = 90.5kn$$

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

$$\Phi Vc = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1 \times 0.305 \times 10^3 = 186.77\,kn$$

$$\Phi Vc > Vu \Rightarrow Depth\ is\ ok$$

No shear reinforcement is required.

4.11.1 Design of Bending Moment:

$$Mu = 532.167 \times 0.475 \times 1 \times \frac{0.475}{2}$$

$$Mu = 60.03\,kn.m$$

$$Mn = \frac{60.035}{0.9} = 66.7\,Kn.m$$

$$Rn = \frac{M_n \times 10^6}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{66.7 \times 10^6}{1 \times 0.305^2} = 0.717Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(0.717)}{410}}\right) = 0.00178$$

$A_{req} = \rho * b * d = 0.00178 * 1000 * 305 = 543.08\ mm^2$

$$As\ \min = 0.0018 \times b \times d^2$$

$$As\ \min = 0.0018 \times 1000 \times 400 = 720mm^2$$

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

$$As_{\min} \longrightarrow control$$

$$\therefore Use\Phi 12/15cm$$

4.11.2 Development length of main reinforcement:

$$Ld_{available} = \frac{1.25}{2} - \frac{0.25}{2} - 0.075 = 0.425m$$

$$Ld_{Req} = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a.\beta.\gamma.d_b$$

$For \phi 12 bars$

$$Ld_{req} = \frac{410}{2\sqrt{24}} 1\times1\times1\times1.2 = 50.2cm$$

$$Ld_{req} = 50cm \geq Ld_{available} = 42.5cm$$

$$Ld_{req} = 50cm \longrightarrow control$$

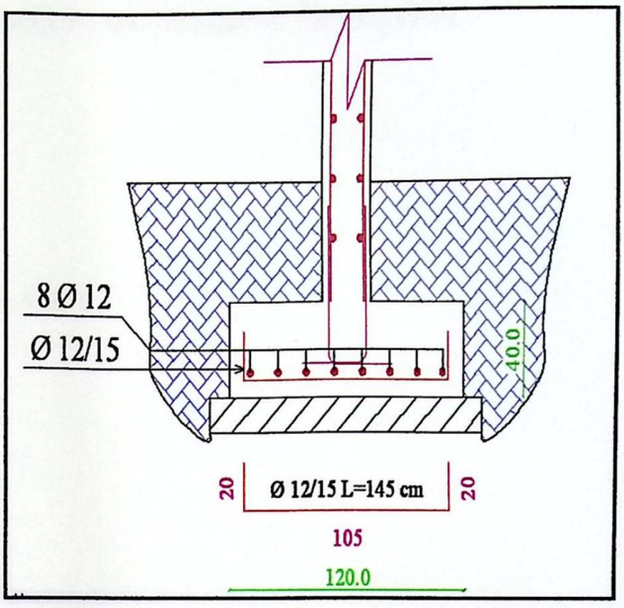


Fig.(4.21) Section in Strip footing

4.11.3 Design of dowels bars:

$As_{min} = 0.0015 * 100 * 40 = 600mm^2$

Use ϕ 12/20 cm

$$Ld_{availble} = 40 - 3\Phi - 7.5$$

$$Ld_{availble} = 40 - 3\times1.2 - 7.5 = 28.9cm$$

$$Ld_{req} = 0.24\times\frac{fy}{\sqrt{fc'}} db \geq 0.04\times db\times fy$$

$For\ \Phi 12 bars$

$$Ld_{req} = 0.24\times\frac{410}{\sqrt{24}}\times12 \geq 0.04\times12\times410$$

$$Ld_{req} = 241mm \geq 196.8mm$$

$$Ld_{availble} > Ld_{req} \longrightarrow Ok$$

4.11.4 Design of secondary reinforcement:

$$As_{min} = 0.0018\times1000\times400 = 720mm^2$$

$$\therefore Use \Phi 12/15cm$$

4.12 Design of Isolated footing:

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

The following subsections describe the analysis and design of footing (F3) :

4.12.1 Load Calculation:

From Column:

Service dead load (D.L) = 1877.4 KN

Service live load (L.L) = 476 KN.

Total service load = 1877.4 + 476 = 2353.4 KN

Factored load = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L

= 1.2*1877.4 + 1.6* 476

= 3014.48 KN

Soil weight = 18 KN/m^3

Soil depth = 1.0 m

Column geometry 40*60 cm

Allowable soil pressure = 500 KN/m^2

$Pu = 2884.4Kn$

$Cw = 3.75 \times 0.4 \times 0.6 \times 24 = 21.6Kn$

$Sw = 18 \times 3 \times 1 = 54Kn$

$Pu_T = Pu + 1.2 \times Cw + 1.2 \times Sw$

$Pu_T = 3014.48 + 1.2 \times 21.6 + 1.2 \times 54 = 3105.2Kn$

Total service load = 1877.4+ 21.6 + 54 =1953 KN

Where:

Cw: Column weight

Sw: Soil weight

Pu: Factored load from the column

Pu_T: Total load on foundation

4.12.2 Design of Footing Area:

To determine the required footing area, the total service load will be used

Allowable soil pressure = 500 KN/m^2

Area (A) = Total service load / Soil Pressure

= 2429 KN / 500 KN/m²

= 4.858m²

Try 2.25m * 2.25m Area = 5.06m² > Required Area = 4.858 m²

For the design of the renforce concerte membre, factored load must be used :

Pu = 3015.2 KN

$$\sigma_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{3015.2}{5.06} = 595.89KN/m^2 < 1.4 \times 500 = 700KN/m^2 \longrightarrow OK$$

4.12.3 Determination of Footing Depth:

Select h = 50 cm ….d = 40.5 cm

- **Check for one way shear strength**

Critical section

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.4}{2} + 0.405 = 0.605m$$

$$Vu = 613.67 \times (\frac{2.25}{2} - (\frac{0.4}{2} + 0.405)) \times 2.25 = 718KN$$

$$\phi.Vc = \phi.(\frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b_w \times d)$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2.25 \times 0.405 = 558Kn$$

$$Vu = 730.36Kn > \phi Vc = 545.62Kn$$

$$\therefore NotSafe$$

The Foundation Depth must be increased

Select h = 65 cm ….d = 55.5 cm

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.4}{2}+0.555=0.755m$$

$$Vu=613.67\times(\frac{2.25}{2}-(\frac{0.4}{2}+.0.555))\times 2.25=510.88KN$$

$$\phi.Vc=\phi.(\frac{1}{6}\times\sqrt{fc'}\times b_w\times d)$$

$$\phi.Vc=0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{24}\times 2.25\times 0.555=764.7Kn$$

$$\phi Vc=764.7Kn>Vuc=510.88Kn$$

$$\therefore Safe$$

- **Check for two way shear action (punching)**

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

$$\phi.V_c=\phi.\frac{1}{12}\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

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

Where:

$$\beta_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{60}{40}=1.5$$

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

$$b_o=4d+2a+2b=4\times 0.555+2\times 0.6+2\times 0.4=4.22m$$

$\alpha_s=40$ for interior column

$$\phi.V_C=\phi.\frac{1}{12}\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{12}\times\left(2+\frac{4}{1.5}\right)*\sqrt{24}\times 4.22\times 0.555\times 1000=3346.5Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}\times\left(\frac{40\times 0.555}{4.22}\right)\times\sqrt{24}\times 4.22\times 0.555\times 1000 = 3772.5Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}\times\sqrt{24}\times 4.22\times 0.555\times 1000 = 2868.5Kn$$

$\phi.V_C = 2868.5Kn \longrightarrow Control$

$Vu = ((2.25\times 2.25)-1.1)\times 613.67 = 2431.7$

$\phi.Vc = 2868Kn > Vu = 2431.7.1Kn \longrightarrow satisfied$

4.12.4 Design of Bending Moment:

$$Mu = 613.67\times 2.25\times 0.925\times\frac{0.925}{2} = 590.7Kn.m$$

$$Mn = \frac{590.7}{0.9} = 656.33KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{656.33\times 10^6}{2.25\times 555^2} = 0.947Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.1\times 0.947}{410}}\right) = 0.00236$$

$As_{Req.} = \rho\times b\times d = 0.00236\times 225\times 55.5 = 29.47cm^2$

$As_{\min} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times 225\times 65 = 26.325cm^2$

$Asreq > As\ \min$

$\therefore Select \longrightarrow 15\Phi 16$

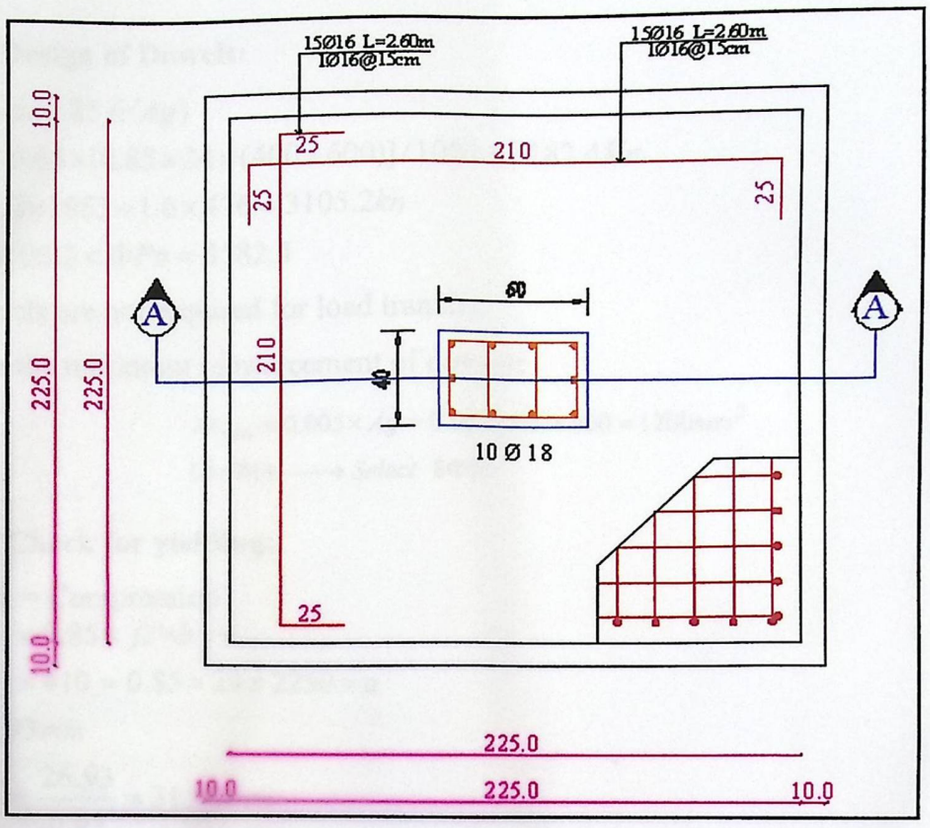


Fig.(4.22) isolated footing details

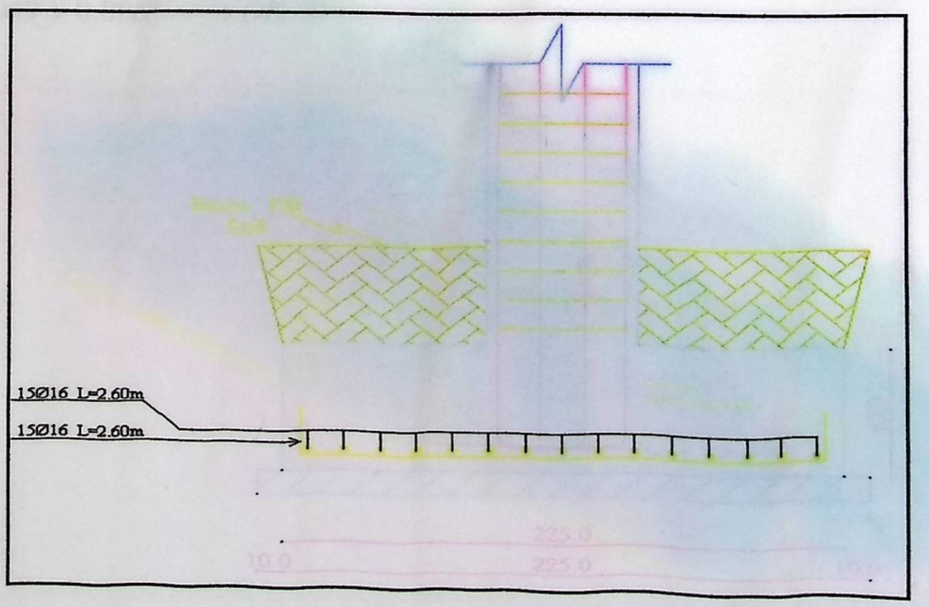


Fig.(4.23) Section (A-A) in isolated footing

4.12.5 Design of Dowels:

$\phi.Pn = \phi.(0.85 fc' Ag)$

$\phi.Pn = 0.65 \times [0.85 \times 24 \times (400 \times 600)] / 1000 = 3182.4 Kn$

$Pu = 1.2 \times 1953 + 1.6 \times 476 = 3105.2 kn$

$Pu = 3105.2 < \Phi Pn = 3182.4$

$\therefore$ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005 \times Ag = 0.005 \times 400 \times 600 = 1200 mm^2$$

$$Use \Phi 14 \longrightarrow Select \ \ 8\Phi 14$$

- **Check for yielding:**

Tension = Compression

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

$15 \times 201 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 2250 \times a$

$a = 26.93 mm$

$$x = \frac{a}{\beta 1} = \frac{26.93}{0.85} = 31.68 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{555 - 31.68}{31.68} \times 0.003$$

$\varepsilon_s = 0.049 > 0.005 \longrightarrow OK$

Fig.(4.24) Moment dig. of well

4.13 Design of the well (water tank):

Select the thickness of the walls =30cm.

- **Design of bending moment:**

$Mu_{max} = 20\ kn.m$

$Mn = \frac{20}{0.9} = 22.2\ kn.m$

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

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{22.2 \times 10^3}{1 \times 0.213^2} = 0.49 Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.49}{410}}\right) = 0.121$$

$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.00121 \times 1000 \times 213 = 257.7 mm^2$

$As_{min}\ (Veirtical) = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 1000 \times 300 = 360 mm^2$

$As_{min} > As_{req}$

$As_{min} \longrightarrow Control$

$\therefore Use\ \Phi 12 / 25\ cm$

$As_{min}\ (Horizantal) = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 1000 \times 300 = 600 mm^2$

$\therefore Use\ \Phi 12 / 20\ cm$

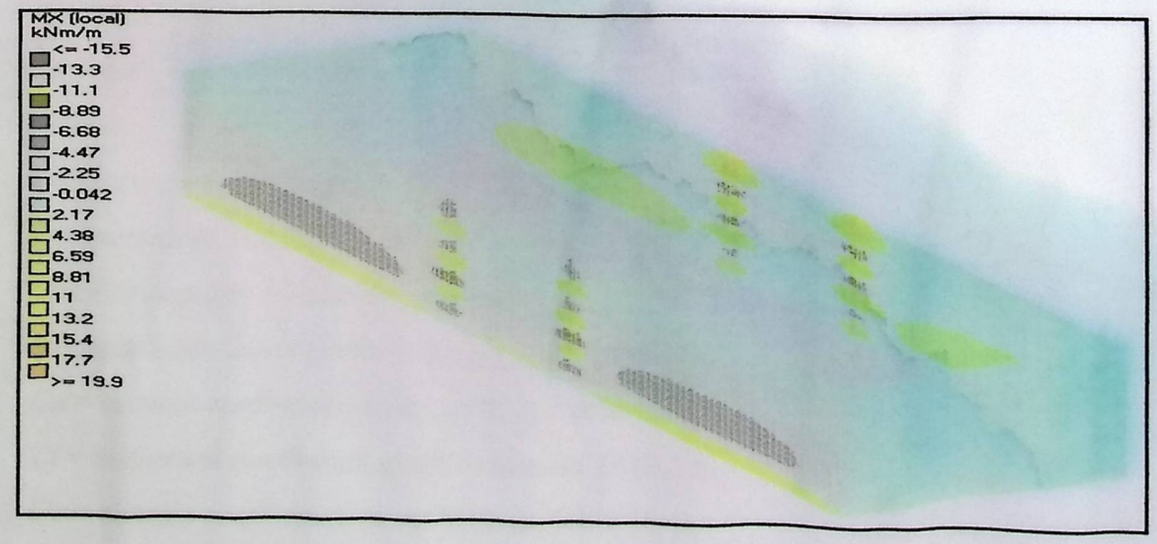


Fig.(4.24) Moment dig. of well

4.13 Design of the well (water tank):

Select the thickness of the walls =30cm.

- **Design of bending moment:**

$Mu_{max} = 20\ kn.m$

$Mn = \frac{20}{0.9} = 22.2\ kn.m$

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

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{22.2 \times 10^3}{1 \times 0.213^2} = 0.49 Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.49}{410}}\right) = 0.121$$

$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.00121 \times 1000 \times 213 = 257.7 mm^2$

$As_{min}\ (Veirtical) = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 1000 \times 300 = 360 mm^2$

$As_{min} > As_{req}$

$As_{min} \longrightarrow Control$

$\therefore Use\ \Phi 12 / 25\ cm$

$As_{min}\ (Horizantal) = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 1000 \times 300 = 600 mm^2$

$\therefore Use\ \Phi 12 / 20\ cm$

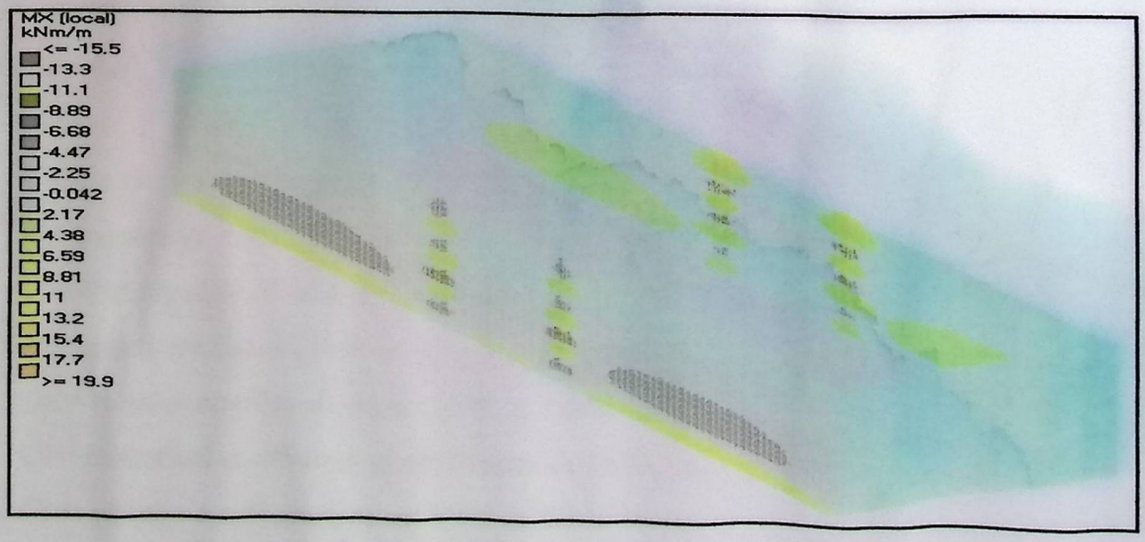


Fig.(4.24) Moment dig. of well

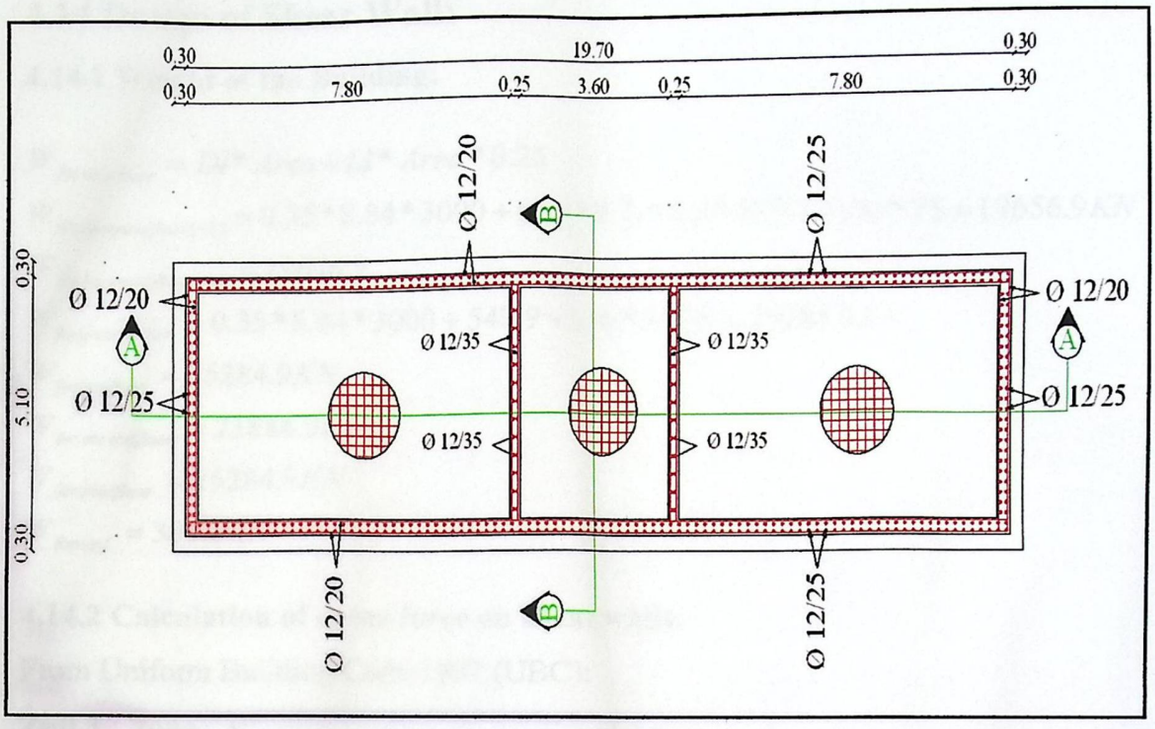


Fig.(4.25) Details of well

4.14 Design of Shear Wall:

4.14.1 Weight of the Building:

$$W_{for\ one\ floor} = Dl * Area + Ll * Area * 0.25$$

$$W_{forbasementfloor(-2)} = 0.35 * 8.84 * 3000 + (4.7 * 8.7) * 0.3 * 25 * 2 + 131 * 75 = 19656.9KN$$

$$W_{for\ basementfloor(-1)} = 19656.9$$

$$W_{forgroundfloor} = 0.35 * 8.84 * 3000 + 549.9 + 136 * 5 * 25 = 25284.9KN$$

$$W_{forfirstfloor} = 25284.9KN$$

$$W_{for\ sec\ ondfloor} = 21884.9KN$$

$$W_{forthiedfloor} = 25284.9KN$$

$$W_{forroof} = 366.6KN$$

4.14.2 Calculation of shear force on shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

R= 5.5

I=1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

hn=20m

Ct = 0.02

Where:

Z=Seismic zone factor as given in table 16-1.

R= numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.

I= importance factor given in table 16-K.

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

Ct = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

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

hi, hn, hx = height above the base to level *i* , *n or x*, respectively.

$$T = C_t(h_n)^{3/4} \quad \text{Eq.... 30-8 (UBC)}$$

$$T = 0.0488(20)^{3/4} = 0.46$$

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T}W = \frac{0.24*1}{5.5*0.46}*W = 0.095W \longrightarrow .Control$$

$$V = 0.095*W = 0.095*55474.73 = 5270.1KN \longrightarrow Control$$

$$F_t = 0.07*T*V = 0.07*0.46*5270.1 = 169.7KN$$

Table(4.2) Calculation of the total Fx.

Floor	W(KN)	V(KN)	H(M)	Ft(KN)	(V-Ft)	(W*H)	Fx
Roof	770	5270.1	20	169.7	5100.4	15400	126.9
fourth	11330	5270.1	17	169.7	5100.4	192610	1587.1
thired	11330	5270.1	14	169.7	5100.4	158620	1307.03
second	11330	5270.1	11	169.7	5100.4	124630	1026.95
first	11215	5270.1	8	169.7	5100.4	89720	739.2
ground	9499.23	5270.1	4	169.7	5100.4	37997	312.6

$Vu = Fx * 18\%$

Table (4.3) Moment and Shear Values

Floor	∑FX	Vu	Mu
Roof	296.6	53.39	160.17
fourth	1883.7	339.06	1337.52
thired	3190.73	574.33	4237.86
second	4217.68	759.18	7692.75
first	4956.88	892.2	19888.38
ground	5269.48	948.5	34755.02

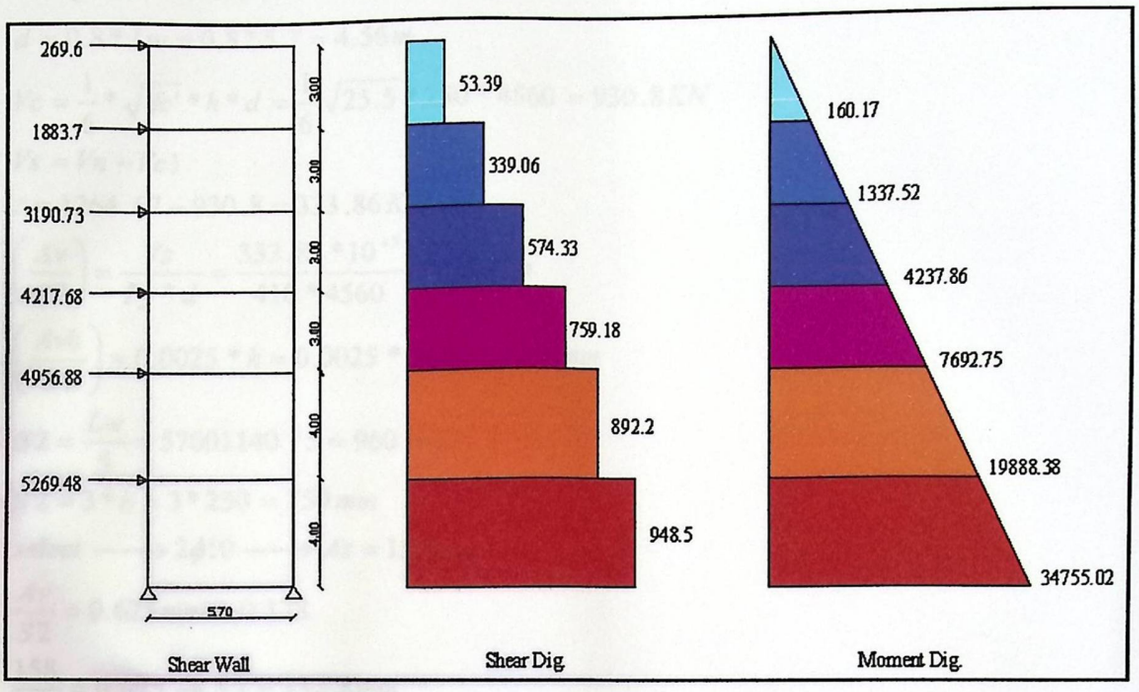


Fig.(4.26) Moment and Shear Diagrams

4.14.3 Design of shear wall:

Fc = 24 MPa

Fy = 410 MPa

t=25 cm .shear wall thickness

Lw = 5.70 m .shear wall width

hw=20.00 m story height

- **Design of the Horizontal reinforcement:**

Internal forces & moments:

$$\sum Fx = Vu = 5269.48KN$$

Design it by using Reinforced concrete:

$Vu = 948.5KN$

$Vn = Vu / 0.75 = 1264.67\,KN$

Design of shear

$$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 5.7 = 4.56m$$

$$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{25.5} * 250 * 4560 = 930.8KN$$

$$Vs = Vn - Vc1$$

$$\therefore = 1264.67 - 930.8 = 333.86KN$$

$$\left(\frac{Av}{S2}\right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{333.86 * 10^{+3}}{410 * 4560} = 0.178m$$

$$\left(\frac{Avh}{S2}\right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 250 = 0.625mm$$

$$S2 = \frac{Lw}{5} = 57001140 \ / 5 = 960mm$$

$$S2 = 3 * h = 3 * 250 = 750mm$$

$$select \longrightarrow 2\phi 10 \longrightarrow As = 158cm2$$

$$\frac{Av}{S2} = 0.625mm > 0.178$$

$$\frac{158}{S2} = 0.625 \rightarrow S2 = 252.8mm$$

$$Select \longrightarrow S2 = 25cm < Sreq = 25.2cm$$

$$S2selected = 25cm < 75cm < 114cm$$

$$use \longrightarrow 2\phi 10 @ 25cm(c/c)in\ 2layer$$

Select 2Φ 10 / 25cm In tow layer

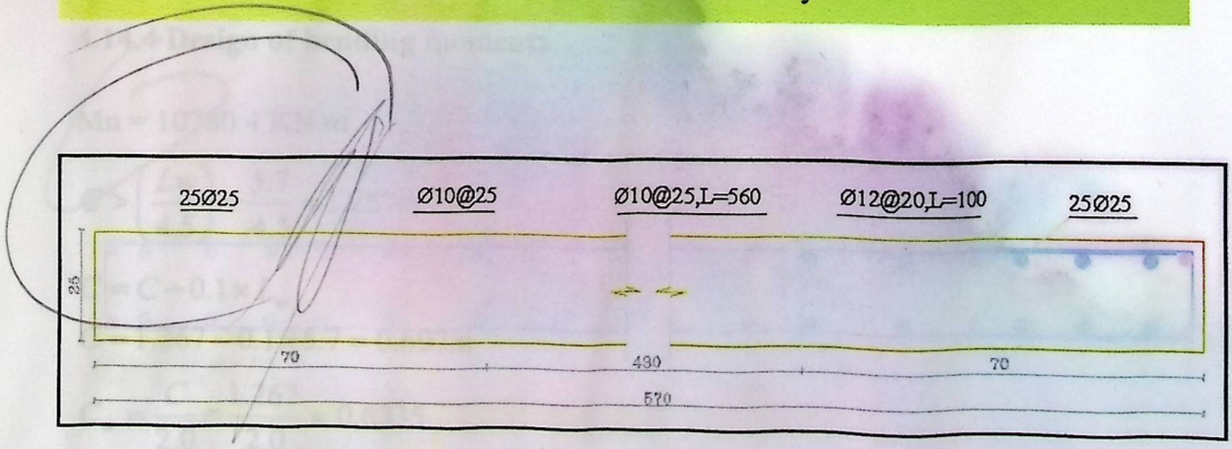


Fig.(4.27): Section in shear wall

- **Design of the Vertical reinforcement:**

$$\rho_{\min} = (0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{S_2 h} - 0.0025))S_1 h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{20}{5.7} = 3.51 > 2.5$$

$$Avn = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 5.7 = 1900mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750mm$$

$$Select\ 2\phi 10\ With\ area\ As = 158mm^2$$

$$158 = 0.0025 \times S_1 \times 250$$

$$\therefore S_1 = 252.8mm$$

$$Select\ S_1 = 25cm < 25.2cm$$

$$S = 25cm < 75cm < 190cm$$

$$\longrightarrow Select\ 2\phi 10 / 25cm\ c/c$$

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

4.14.4 Design of bending moment:

Mn = 10780.4 KN.m

$$C > \left(\frac{Lw}{4.5}\right) = \frac{5.7}{4.5} = 1.267m$$

$$C = C - 0.1 \times L_w$$

$$C = 1.267 - 0.1 \times 5.7 = 0.697m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{1.267}{2.0} = 0.6335$$

$$Select\ The\ boundary\ element = 70cm > 69.7cm$$

$$\text{Asv} = As_v = \frac{Lw}{s1} \times As_v \longrightarrow = \frac{5.7}{0.4} \times 158 = 2251.5mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+0.85*\beta*fc*Lw*h*(As*Fy)}=0.06$$

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+0.85\times0.85\times24\times5.7\times0.25\times(2251.5\times10^{6}\times410)}=0.0403$$

$$Mu=0.9\times Fy\times0.5\times As\times Lw\times\left(1-\left(\frac{Z}{Lw}/2\right)\right)=$$

$$0.9*410*0.5*2251.5\times10^{-6}\times5.7*(1-\frac{0.0403}{2})=2320\,kn.m$$

$$Mu_{Design}=23990.04-2320=21671.04\,kn.m$$

$$Ast=\frac{Mu/\phi}{fy\times(Lw-Cw)}=\frac{21671.04\times10^{6}/0.9}{410\times(5700-700)}=11745.8mm^{2}$$

$$As=11745.8+(6\times113)=12423.8mm^{2}$$

$$\therefore Use\phi25\longrightarrow Select\ 25\phi25$$

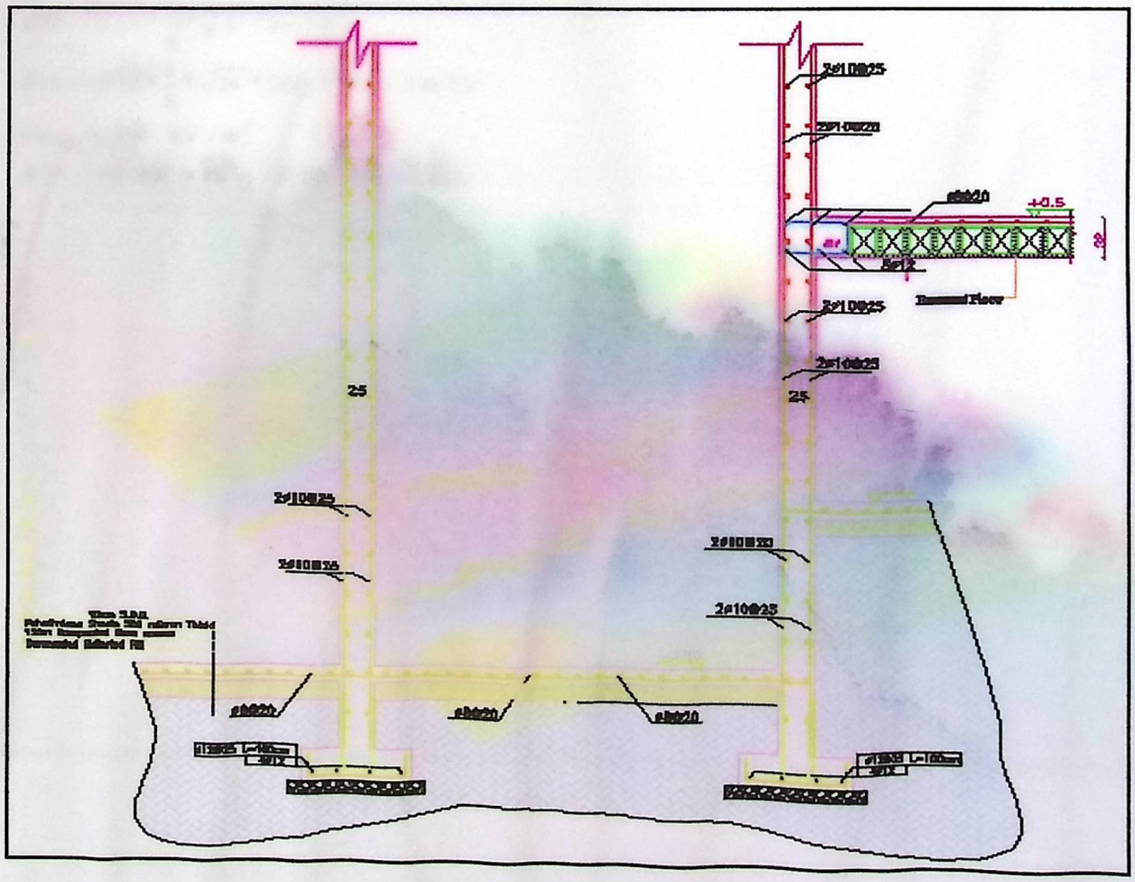


Fig.(4.28): Details of shear wall

4.15 Design of Matt Foundation:

4.15.1 Load calculations:

$D.L_{wall}$=0.25*25*25*1.0 =156.25 KN/m

Elevator = 40 KN

Pu = 2000 KN

4.15.2 Calculation of the required area of footing (Approximate Solution):

$$\frac{Pu}{Areq} \leq 1.4 * 500$$

$$\frac{2000}{Areq} \leq 1.4 * 500 \longrightarrow Areq \geq 4 \ m^2$$

$$select \ ... Area = 2.60 * 2.60 = 6.76 \ m^2 \geq 4 \ m^2 \longrightarrow ok$$

4.15.3 Design of shear

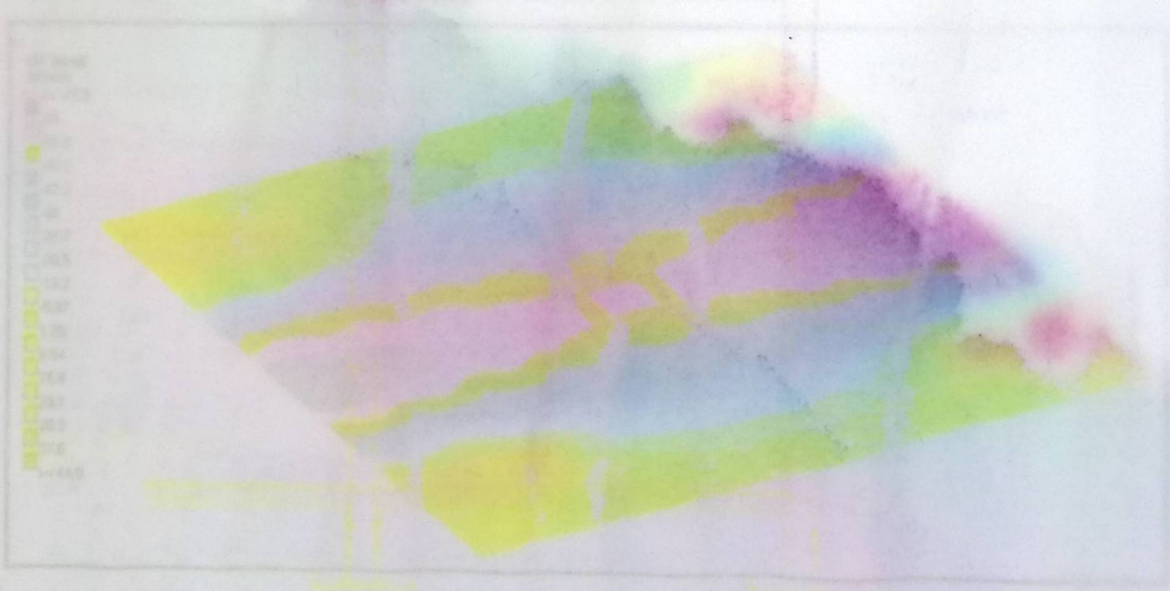
$$d = 65 - 7.5 - 1 - 1 = 55.5 cm$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 555 = 340 \ KN$$

$$Vu_{max} = 560 \ KN / m^2$$

$$\phi.Vc = 340 \ KN > Vu = 310 \ KN \longrightarrow OK$$



4.15.4 Design of bending moment

By using the StaadPro.2007 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

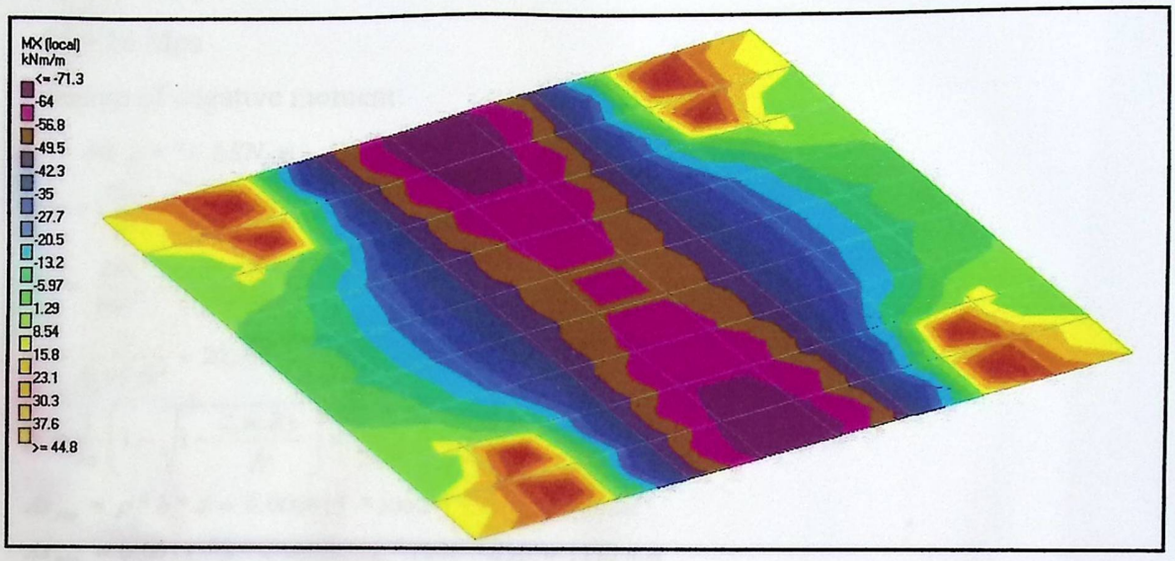


Fig.(4.29) Moment in X-direction

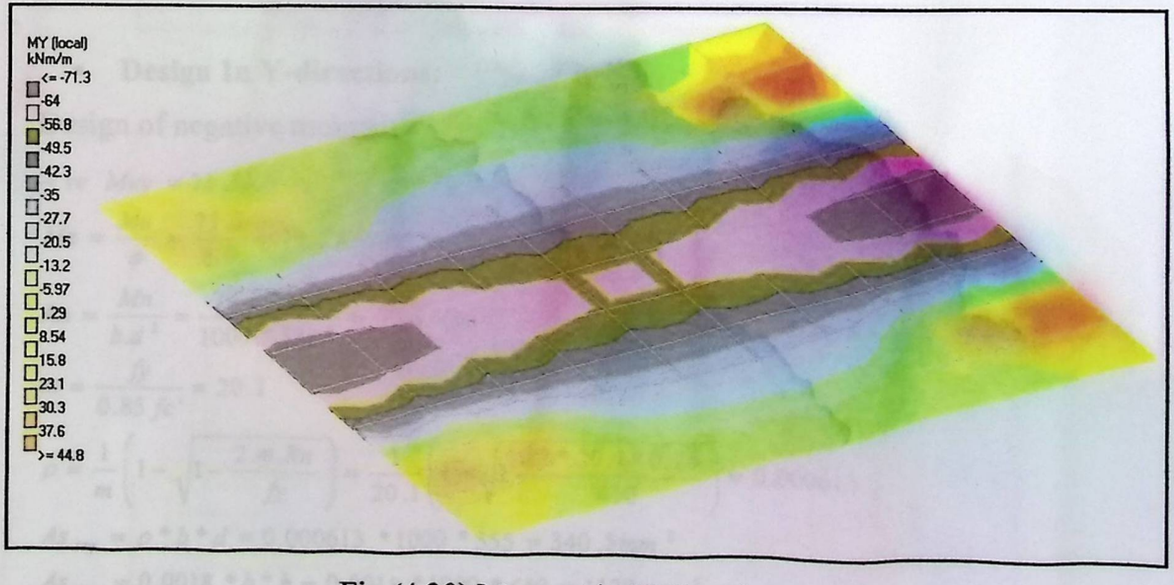


Fig.(4.30) Moment in Y-direction

- **Design In X-directions:**

h =65 cm

d= 65 – 7.5 – 1 - 1 = 55.5cm.

Fy = 410 Mpa.

fc' = 24 Mpa

Design of negative moment:

$-ve\ Mu_x = 71.3KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{71.3}{0.9} = 79.2KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{79.2*10^6}{1000*555^2} = 0.25Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = 20.1$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.1*0.25}{410}}\right) = 0.000613$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.000613 * 1000 * 555 = 340.5mm^2$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 650 = 1170\ mm^2$

$As_{min} = 1170\ mm^2 \longrightarrow Control$

$Select\ \phi 16\ @\ 20\,cm$

- **Design In Y-directions:**

Design of negative moment

$-ve\ Muy = 71.3KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{71.3}{0.9} = 79.2KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{79.2*10^6}{1000*555^2} = 0.25Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = 20.1$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.1}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.1*0.25}{410}}\right) = 0.000613$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.000613 * 1000 * 555 = 340.5mm^2$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 650 = 1170\ mm^2$

$As_{min} = 1170\ mm^2 \longrightarrow Control$

$Select\ \phi 16\ @\ 20\,cm$

Design the secondry reinforcemnt:

$As_{min} = 0.0018 \times bw \times d$

$As_{min} = 0.0018 \times 1000 \times 555 = 1170\ mm^2$

$\therefore$ *Use* $\phi 16 / 20\,cm$ *in two direction* .

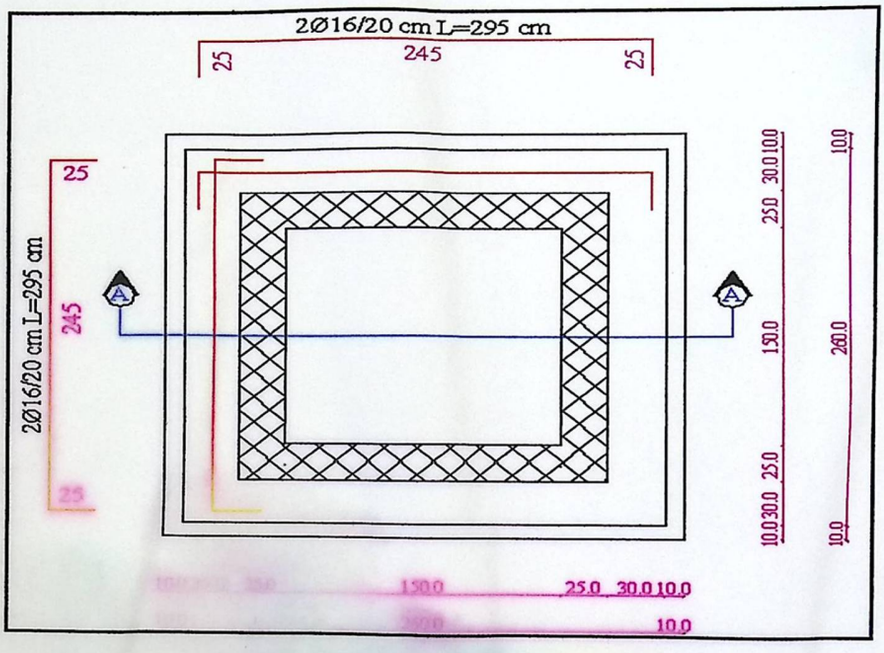


Fig.(4.31) Mat foundation details

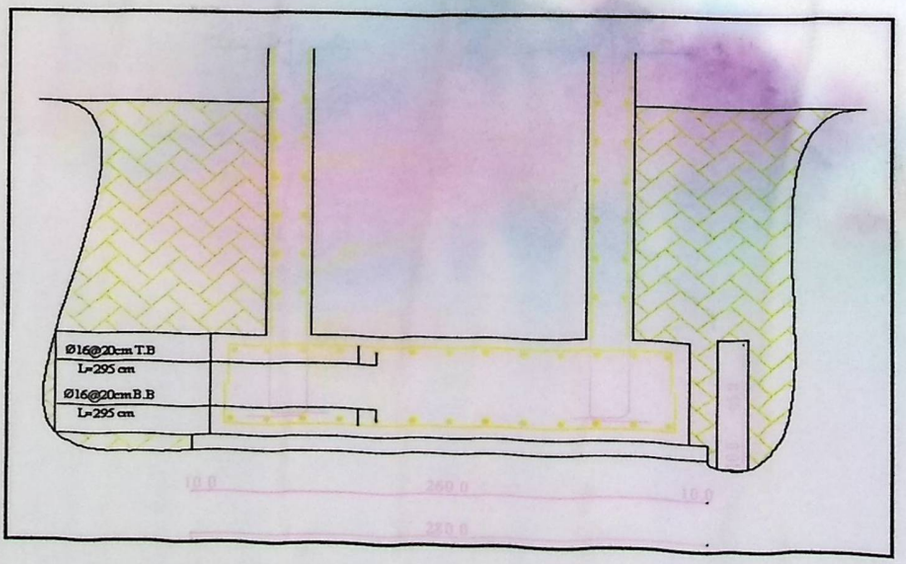


Fig.(4.32) Section in Mat foundation

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5.1 النتائج

5.2 التوصيات

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5.1 النتائج

1. على الطالب أو المصمم الإنشائي ان يكون قادر ومتمكن من التصميم الإنشائي بشكل يدوي وذلك حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمهارة والمعرفة في استخدام برامج التصميم الهندسي المحوسبة .
2. هناك بعض العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند القيام بالتصميم الإنشائي ومن هذه العوامل :
   - العوامل البيئية المحيطة بالمبنى
   - طبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليه.
   - خصائص التربة والخصائص الجيولوجية.
3. عند البدء بالتصميم الإنشائي يجب اختيار التصميم الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
4. على المهندس أن يكون ملما بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقه قابله للتنفيذ.
5. في تصميم المعقدات تم استخدام One Way Ribbed Slab في جميع الطوابق نظرا لطبيعة وشكل المنشأ وسهوله تنفيذها وحدوتها ألاقتصاديه. كما تم استخدام عقدات One Way Solid Slab لبيوت الدرج والمصاعد.
6. تم تحديد قيمه الأحمال الحية بالرجوع للكود الأردني.
7. على المصمم ان يتمتع بالحس الهندسي الذي يمكنه من تجاوز وحل أي مشكله تواجهه بشكل هندسي مقنع ومدروس.

5.2 التوصيات:

1. يجب أن يكون هناك تنسيق بين المصمم المعماري والمصمم الإنشائي خلال عمليه التصميم ليكون المبنى متكاملا إنشائيا ومعماريا .
2. يوصى بالتقيد بتنفيذ المشروع حسب المخططات المعمارية والإنشائية بأقل تغييرات ممكنه .
3. يوصى بتواجد مهندس إنشائي مشرف عند تنفيذ المشروع بحيث يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع
4. يجب عمل فحوصات التربة اللازمة والتأكد من قوه تحمل التربة، وفي حال كانت تختلف عن القيمة التي تم التصميم عليها يجب إعادة تصميم الأساسات وفقا للقيمة الجديدة.
5. يجب استكمال التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل البدء في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتمله على المشروع من الناحية الإنشائية.
6. يجب ادراج جداول حساب الكميات والمواصفات في المشروع قبل البدء بالتنفيذ.

بعد مراجعه المخططات المعمارية والإنشائية وبدقه فان هذا المشروع جاهز للتنفيذ إنشائيا ومعماريا.

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** =area of non-prestressed tension reinforcement.
- $A_{\acute{S}}$= area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S)
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S)
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s= compression resultant of compression steel .
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- $F_{\acute{c}}$= compression strength of concrete .
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two -way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.

- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress .
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete .Kg/m^3.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete =0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ =strain of compression steel.
- **ρ**= ratio of steel area .

المصادر والمراجع

- موقع بلدية حلحول على الانترنت

(http://www.halhul-city.com/site/index.php)

- تقرير جهاز الإحصاء الفلسطيني
- مشاريع تخرج سابقة
- الكود الأردني للأحمال
- كود(UBC)لتحديد أحمال الزلازل.
- الكود الأمريكي(ACI-2005).