بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى كلية الطب التابع لجامعة البوليتكنك المقترح في مدينة الخليل

فريق العمل

احمد محمد السويطي بشائر محمد النشوية

مجدي ماجد النموره

إشراف :

د . نصر عبوشي

تقرير مشروع التخرج

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعماريه

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

كانون ثاني - ٢٠٠٩

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى الكلية الطبية التابعة لجامعة البوليتكنك المقترح في مدينة الخليل

فريق العمل

احمد محمد السويطي بشائر محمد محمود نشوية

مجدي ماجد عبدالمنعم النموره

إشراف :

د. نصر عبوشي.

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس

في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

كانون الثاني – 2009

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لمبنى الكلية الطبية التابعة لجامعة البوليتكنك المقترح في مدينة الخليل

فريق العمل

احمد محمد السويطي بشائر محمد محمود نشوية

مجدي ماجد عبدالمنعم النموره

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د.نصر عبوشي	**د.خليل كرامة**
.....	.....

كانون الثاني – 2009

الإهداء

إلى فلسطين الحبيبة ... إلى كبريائها وشموخها

إلى جرحها النازف إلى دمعها الذارف

إلى قرابين المجد وصناع الغد ... إلى الأكرم من جميعاً ... الشهداء الأبرار

إلى الأسود الرابضة خلف القضبان ... إلى من كسروا قيد السجان ... **أسرى** الحرية

إلى النبع المتدفق بالحنان والسخاء ... إلى من يحفر الصخر ليعلمني العطاء ... **آبائنا الكرام**

إلى بسمة البداية والحب الذي لا يعرف النهاية ... **إلى أنشودتي في الصغر ومبرتي في** الكبر أمهاتنا الغاليات

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

إلى كل طالب علم حريصاً على علمه محافظاً على دينه غيوراً **على** أمته **، عاملاً من** أجل رفعتها .

إلى الأخوة ..... إلى الأهل ..... **إلى الأحبة** .....

إلى كل هؤلاء نهدي هذا العمل المتواضع آملين من الله أن يوفقنا لما فيه خيراً لنا ولديننا.

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحده كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولاً وأخيراً

ثم

الشكر والعرفان لكل من ساهم في انجاز هذا المشروع ونخص بالذكر

جامعتنا الغراء جامعة بوليتكنك فلسطين، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طواقمها كل باسمه ولقبه.

و

جميع الأساتذة في الجامعة ونخص بالذكر أستاذنا و مشرفنا القدير الدكتور نصر عبوشي.

إلى كل من قدم لنا يد العون والمساعدة

التصميم الإنشائي لمبنى كلية الطب التابعة لجامعة بوليتكنك فلسطين المقترح في مدينة الخليل

أعداد:

احمد محمد السويطي **بشائر نشوية**

مجدي ماجد النموره

جامعة بوليتكنك فلسطين

ملخص المشروع

يمكن تلخيص فكرة المشروع في عمل تصميم إنشائي لمبنى كلية الطب التابعة لجامعة بوليتكنك فلسطين المقترح في الخليل بحيث يشمل التصميم على عمل جميع التصاميم الانشائيه والمخططات التنفيذية وكافة التفاصيل اللازمة لهذا المبنى.

والمشروع مكون من مبنى الكلية الذي يقع في منطقة " واد القطع- نمرة " في مدينة الخليل ،ويتكون المبنى من خمس طوابق بما فيها الطابق الأرضي والتسوية ويضم المبنى عدة قراعات مختلفة الاستخدام من غرف محاضرات وغرف مدرسين وخدمات أخرى.

وقد تم تصميم المبنى وفقا لكود الخرسانة الأمريكي المتبع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الانشائيه، ويحتوي هذا المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأحمال الافقية، والراسية من أحمال حية وميتة وأحمال بيئيه، ومن ثم توزيعها على العناصر الانشائيه الراسية والأفقية، ثم التحليل الإنشائي لكل عنصر وذلك لتصميم المبنى حسب الكود المتبع. وهذا قد تم مراجعة جميع المخططات المعمارية لتتوافق مع التصميم الإنشائي.

Structural design for the building of the College of Medicine, Polytechnic University Palestine proposed in the city of Hebron

Prepared by:

Ahamad Mohmad Sweity Bashaer Mohamed Nshoweh

Majdi Majed Alnamoura

Polytechnic University Palestine-2010

Absteact

Idea of the project can be summarized in the work of structural design for the building of the College of Medicine of the Palestine Polytechnic University in Hebron, the proposed design to include the work of all structural design and drawings and all details necessary for this building.

The project consists of the College building, which is located in the region, "Wade alqati - nemra" in the city of Hebron, the building consists of five floors including the ground floor, basement and building houses several different spaces use of conference rooms and chambers of teachers and other services.

Has been designed in accordance with the building code for the American Concrete used in the work of the structural design of all structural elements.

this project has the full details of the analysis of horizontal loads, and anchored live and dead loads and the environmental loadings, and then distributed to the structural elements vertical and horizontal, and structural analysis for each element in for the design of the building code as followed. This may review all architectural plans to comply with the structural design.

Table of Contents

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية.	i
صفحة.	ii
صفحة الإهداء.	iii
صفحة الشكر والتقدير.	iv
صفحة الملخص باللغة العربية.	v
صفحة الملخص باللغة الانجليزية.	vi
الفهرس.	Vii
قائمة الاختصارات المستخدمة	xiii

الفصل الأول	المقـدمـة	١
١-١	مقدمة.	٢
١-٢	تمهيد.	٣
١-٣	الهدف من المشروع.	٤
١-٤	مشكلة المشروع.	٥
١-٥	نطاق المشروع (حدود المشروع).	٥
١-٦	محتوى المشروع.	٧
١-٧	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.	٨

الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	١٠
٢-١	مقدمة.	١١
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع.	١١
٢-٣	موقع المشروع.	١٢
٢-٤	حركة الشمس والرياح	١٥
٢-٥	العناصر المعمارية.	١٨
	٢-٥-١ الواجهات.	١٨

	٢-٥-٢ الطوابق.	٢٢
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	٢٩
٣-١	مقدمة.	٣٠
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي.	٣٠
٣-٣	الأحمال.	٣١
	٣-٣-١ الأحمال الميتة.	٣٢
	٣-٣-٢ الأحمال الحية.	٣٣
	٣-٣-٣ الأحمال البيئية.	٣٦
٣-٤	العناصر الإنشائية.	٣٨
	٣-٤-١ العقدات "البلاطات".	٣٧
	٣-٤-٢ الجسور.	٤٠
	٣-٤-٣ الأعمدة.	٤٢
	٣-٤-٤ جدران القص.	٤٣
	٣-٤-٥ الأساسات.	٤٤
	٣-٤-٦ الجدران الاستنادية.	٤٨
	٣-٤-٧ الإدراج	٤٩
	٣-٤-٨ فواصل التمدد	٥٠

Chapter Four Structural Analysis And Design

section	name	Page No.
4-1	Introduction	52
4-2	Determination of thickness	53
	4-2-1 determination of thickness for one way ribbed slab	53
	4-2-2 determination of thickness for two way ribbed slab	53
	4-2-3 effective flange width (be) according ACI	54

	4-2-4 Dead load calculation	54
	4-2-5 Design of topping	55
	4-2-6 Rib design (R3)	56
	4-2-7 Design for positive moment	57
	4-2-8 Design for negative moment	61
	4-2-9 Design of shear reinforcement	64
4-3	Design of two way ribbed slab	65
	4-3-1 Dead load calculation	65
	4-3-2 Design of moment	66
	4-3-2-1 Design of positive moment	66
	4-3-2-2 Design of negative moment	68
4-4	Design of two way solid slab	69
	4-4-1 determination of thickness	69
	4-4-2 dead load calculation	69
	4-4-3 design of moment	71
	4-4-3-1 design of positive moment	71
	4-4-3-2 design of negative moment	72
4-5	Design of beam (B66)	73
	4-5-1 Design moment of beam	73
	4-5-2 design of positive moment	74
	4-5-3 design of negative moment	78
	4-5-4 design of shear reinforcement	81
4-6	Design of stair	83
	4-6-1 determination of slab thickness	83
	4-6-2 load calculation	84
	4-6-3 design of shear	85
	4-6-4 design of bending moment	86
	4-6-5 check for yielding	87
	4-6-6 development length of the bars	87
	4-6-7 secondary reinforcement	88

4-7	Design of grandstand	89
	4-7-1 determination of slab thickness	89
	4-7-2 load calculation	89
	4-7-3 design of shear	90
	4-7-4 design of bending moment	91
	4-7-5 check for yielding	92
	4-7-6 development length of the bars	92
	4-7-7 secondary reinforcement	93
4-8	Design of column	94
	4-8-1 Design of long column	94
	4-8-2 Load calculation	94
	4-8-3 Determination of Ag erq	94
	4-8-4 Check slenderness effect	94
	4-8-5 Design of the reinforcement	96
	4-8-6 Design of the reinforcement	98
4-9	Design of Basement wall	99
	4-9-1 load calculation	99
	4-9-2 wall design	100
	4-9-3 design of secondary reinforcement	101
	4-9-4 check for shear	101
4-10	Design of isolated footing	103
	4-10-1 load calculation	103
	4-10-2 design of footing area	104
	4-10-3 design the depth of footing based on shear strength	104
	4-10-4 check transfer of load at based of column	106
	4-10-5 design for bending	107
	4-9-6 check for strain	109
4-11	Design of combined footing	111
	4-11-1 determination of the footing diminutions	111
	4-11-2 determination of the foundation depth	111

	4-11-3 design for bending moment	113
	4-11-4 check transfer of load at base of column	116
4-12	design of wall footing for stair	119
	4-12-1 load calculation	119
	4-12-2 determine the footing width	119
	4-12-3 check shear action	120
	4-12-4 design of bending	120
	4-12-5 design of dowels bars	121
4-13	Design mat footing under elevator	123
	4-13-1 load calculation	123
	4-13-2 design of shear	124
	4-13-3 design of bending moment	124
	4-13-4 design in X-direction	126
	4-13-5 design in Y-direction	126
4-14	Design of the well	128
	4-14-1 design of the shear	128
	4-14-2 design of the bending moment	128
4-15	Design of shear wall	131
	4-15-1 load calculation	131
	4-15-2 calculation of shear force on “shear wall”	131
	4-15-3 shear wall design parameters	134
	4-15-4 design of horizontal reinforcement	135
	4-15-5 design of vertical reinforcement	136
	4-15-6 shear wall design detail	137

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	137
المصادر والمراجع		139
الملاحق		140

فهرس الجداول

	الجدول	رقم الصفحة
١-١	يبين الجدول الزمني للمشروع.	٩
١-٣	يبين الكثافة النوعية لمواد المستخدمة.	٣٢
٢-٣	جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة.	٣٤
٣-٣	جدول أحمال الثلوج.	٣٥

فهرس الأشكال

الشكل		رقم الصفحة
١-١	يبين مراحل التصميم الإنشائي.	٧
١-٢	يبين قطعة الأرض.	١٣
٢-٢	توجيه المبنى.	١٥
٣-٢	يبين قطاعات الدرج في عدة أماكن في المبنى.	١٧
٤-٢	الواجهة الغربية.	١٩
٥-٢	الواجهة الشمالية.	٢٠
٦-٢	الواجهة الشرقية.	٢١
٧-٢	الواجهة الجنوبية.	٢١
٨-٢	مسقط طابق التسوية.	٢٢
٩-٢	مسقط الطابق الأرضي.	٢٣
١٠-٢	مسقط الطابق الأول.	٢٥
١١-٢	مسقط الطابق الثاني.	٢٧
١٢-٢	مسقط الطابق الثالث.	٢٨

٣-١	تفصيلة عقدة المتبعة في اخذ الأحمال الميتة.	٣٣
٣-٢	تركيب وتوزيع العناصر الإنشائية في المنشئ الخرساني.	٣٦
٣-٣	عقدات الأعصاب.	٣٨
٣-٤	عقدة الأعصاب ذات اتجاه واحد.	٣٩
٣-٥	عقدة أعصاب ذات اتجاهين تحميل.	٣٩
3-6	أنواع الجسور	٤٠
٣-٧	مقاطع في جسور مسحورة	٤٠
٣-٨	مقاطع في جسورة مدلاة.	٤١
٣-٩	جسر طولي على شكل حرف (T)	٤١
٣-١٠	عمود	٤٢
٣-١١	مقاطع لأعمدة مختلفة	٤٢
٣-١٢	جدران حاملة	٤٤
٣-١٣	أساس مستمر	٤٥
٣-١٤	أساس منفصل وعمود.	٤٦
٣-١٥	أساس مشترك ذو عمودين	٤٧
٣-١٦	قاعدة أللبشة تحوي عدة أعمدة	٤٨
٣-١٧	جدار استنادي من نوع داعم.	٤٩
٣-١٨	درج	٤٩
٤-١	section in one way ribbed slab	٥٤
٤-٢	spans length	٥٦
٤-٣	spans location	٥٧
٤-٤	The design moment for the Rib (R 31)	٥٧

64	The design Shear for the Rib (R 31)	٥-٤
66	Location of two way Rib	٦-٤
70	Location of two way solid	٧-٤
72	Two way solid slab	٨-٤
73	Location of Beam No. 66	9-4
74	The design moment for the beam (B 66)	10-4
81	The design Shear for the beam B (66)	11-4
82	Stair diagram	12-4
84	Dead load diagram	13-4
85	Shear diagram	14-4
86	Bending moment	15-4
88	Stair reinforcement	16-4
90	Shear diagram	17-4
91	Moment diagram	18-4
93	Grandstand detail	19-4
98	Reinforcement of column	20-4
99	Basement wall - diagram	21-4
102	Basement wall - detail	22-4
107	Isolated footing section A-A	23-4
108	Isolated footing section B-B	24-4
110	Reinforcement of isolated footing	25-4
113	Moment diagram for footing	26-4

115	**Moment diagram for footing**	**27-4**
118	**Combined footing detail**	**28-4**
122	**Wall footing detail**	**29-4**
123	**Top view of mat foundation ”under elevator”**	**30-4**
125	**Moment in X-direction**	**31-4**
125	**Moment in Y-direction**	**32-4**
127	**Mat foundation detail**	**33-4**
129	**Moment diagram for well**	**34-4**
130	**Well details**	**35-4**
131	**Shear wall diagram**	**36-4**
134	**Shear and moment diagram for shear wall**	**37-4**
137	**Shear wall detail**	**38-4**

List of Abbreviations

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

- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

المقدمـــة

(١-١) مقدمـة

(١-٢) تمهيد

(١-٣)الهدف من المشـروع

(١-٤)مشكلة المشـروع

(١-٥) حدود المشروع (نطاق المشروع)

(١-٦) محتوى المشروع (مراحل الدراسة)

(١-٧) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع

المقدمة:

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و أشكالها، حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة، أو عن طريق التسلسل لوصوله إلى مبتغاه ، إذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا ، ومن أوراق الأشجار و جلد الحيوان ثيابا ، ومن الشعلة ضوءا يستنير به من الظلام وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الإنسان، أخذت حياته بالرقي و التطور شيئا فشيئا ، وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة ، ومن اجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل أو ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الإنسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر، و قد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام، حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد، وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كان يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط، وبعده تم بناء المدارس ومن ثم الكليات حتى وصلنا إلى يومنا هذا للدراسة بالجامعات التي أصبحت من أهم القوى التعليمية التي يتمتع بها مجتمعنا المحلي .

تمهيد :

نجد في محافظة الخليل أن جامعة بوليتكنك فلسطين هي من أهم وأقوى الجامعات فيها ، ليس هذا وحده بل إن الجامعة أصبحت من أقوى وأكثر الجامعات منافسة على مستوى الوطن بل على مستوى الشرق الأوسط .

كانت جامعة بوليتكنك فلسطين تقتصر على مبنى واحد في وسط المدينة ، وبعد زيادة عدد التخصصات وما قابله من زيادة في عدد الطلاب، فرض على إدارة الجامعة زيادة عدد المباني في مناطق مختلفة من مدينة الخليل، بسبب ضيق المكان الموجود به مبنى الإدارة في وسط المدينة .

وتسعى الجامعة حاليا لتنفيذ كليه طبية للجامعة في مدينة الخليل ، ولكن هناك بعض المعوقات التي تحيط بهذه المساعي من أهمها بعض المشاكل المادية والاقتصادية لهذا المشروع، إذ انه يحتاج إلى أموال طائلة ليتم تنفيذه على أكمل وجه .

الهدف من المشروع :

بعد دراسة أولية للمشروع يمكن حصر الأهداف الرئيسية المنشود تحقيقها ضمن إطار هذا المشروع في عدد من النقاط على النحو التالي :

١) العمل على توفير التصميم الإنشائي المتكامل لمختلف العناصر الإنشائية الموجودة في مبنى الكلية المقترح ، سواء كانت عناصر رئيسية للمبنى أو ثانوية، بحيث يتم القيام بتجهيز وإنهاء مختلف المخططات الإنشائية لجميع أنواع العناصر الإنشائية في هذا المبنى.

٢) العمل على توظيف و تطبيق كافة المعلومات التي اكتسبناها في حياتنا الدراسية ، وذلك من خلال المساقات المختلفة، وإرشادات المدرسين في شتى المجالات سواء كانت ضمن المساق أو خارجه وذلك للوصول إلى مشروع متكامل.

٣) التعرف على نماذج و طرق إنشائية جديدة لم نحصل عليها، أو نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها عن طريق الرجوع إلى المراجع المختلفة، أو بدراسته مع مدرسي التخصصات و ذلك حسب الحاجة إليها.

٤) العمل على تجهيز المخططات الإنشائية التفصيلية ، والتنفيذية لتكون جاهزة للعمل بها عند البدء بالعمل على تنفيذ هذا المشروع.

وبهذا يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في شتى المجالات الإنشائية من تحليل و تصميم، ودراسة مختلف العناصر الإنشائية في المباني المختلفة لما يحويه من أمثلة و تطبيقات متعددة على هذه الموضوعات.

مشكلة المشروع :

هو عبارة عن تصميم إنشائي كامل لمبنى الكلية الطبية المقترح لجامعة بوليتكنك فلسطين في مدينة الخليل، في منطقة"وادي القطع-نمرة" الواقعة إلى الشمال الشرقي من مدينة الخليل.

وهذا المشروع يشمل جميع الدراسات لكافة العناصر الإنشائية المتوقع وجودها في المبنى المقترح ، وتختلف هذه العناصر مع اختلاف تضاريس المنطقة الموجود عليها المبنى باختلاف الشكل المعماري له ، من حيث دراسة مواقع الأعمدة وتحديد أنواع العناصر الإنشائية الحاملة ، وكذلك تحليل و تصميم العناصر الإنشائية الرئيسية من أساسات و أعمدة و عقدات وجدران قص وتجهيز المخططات التنفيذية و التفصيلية الكاملة لتكون جاهزة للتنفيذ.

حدود المشروع (نطاق المشروع) :

بعد دراسة موسعة لخطوات المشروع تم إجمال مراحل دراسة المشروع في الخطوات التالية و المبينة في الشكل التالي :

١) دراسة تفصيلية للمخططات المعمارية لمبنى الكلية التابع للجامعة.

٢) في حالة الحاجة القصوى إلى إجراء تعديل معماري مقترح بعد دراسة المخططات المعمارية، سوف يتم مراجعة مرجع هذه المخططات المعمارية (الدكتور غسان الدويك) ليتم مشاورته في أي تعديل مقترح يراد إدخاله أو تغيره على المخططات، وفي حال وجود نقص في أي من المخططات المعمارية سنقوم برسمها و توضيحها.

٣) العمل على دراسة المبنى بشكل عام ، و تحديد العناصر الإنشائية التي يمكن أن

يحتويها المشروع.

٤) تحديد كافة أنواع الأحمال المتوقعة ، أو التي يمكن أن تكون موجودة في المبنى من أحمال ميتة و أحمال حية و أخرى بيئية بشتى أنواعها، حيث أن قيم هذه الأحمال تعتمد بشكل أساسي على نوع المبنى المراد إنشاؤه .

٥) القيام بعملية التحليل الإنشائي لكل العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى على مختلف الأحمال المؤثرة عليها.

٦)القيام بعملية التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية بحيث يتم التقيد بالمتطلبات العملية و الوظيفية الهندسية في هذا المجال.

٧)التأكد من عملية التصميم ، و ذلك عن طريق التأكد من صحة و منطقية حلول التصميم التي تم التوصل إليها نهاية المشروع.

٨) الوصول إلى أخر مراحل المشروع ، و ذلك بالقيام بتجهيز المخططات الإنشائية و التنفيذية لجميع العناصر التي يحتويها المبنى.

والشكل (١-١) يوضح مراحل التصميم الإنشائي لمبنى الكلية بشكل متسلسل :

الشكل (١-١): خطوات العمل بالمشروع .

محتوى المشروع (مراحل الدراسة) :

بعد الاطلاع على المخططات المعمارية للمشروع ، وعمل وصف كامل وشامل للمشروع معماريا ، سوف تقتصر الدراسة بشكل رئيسي في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المبنى المقترح على تنوعها ، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا و تشكل بمجملها وحدة واحدة متكاملة قابلة للتنفيذ عند الحاجة لذلك بشكل تام ، وبهذا تم تقسيم المشروع إلى ستة فصول على النحو التالي :

١. **الفصل الأول:**

وفيه وصف مبسط للمشروع، حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسـباب اختيـار المشروع وأهميته.

٢. **الفصل الثاني:**

يصف التصاميم المعمارية، وفيه نبين متطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.

٣. **الفصل الثالث:**

الدراسة الإنشائية.

٤. **الفصل الرابع:**

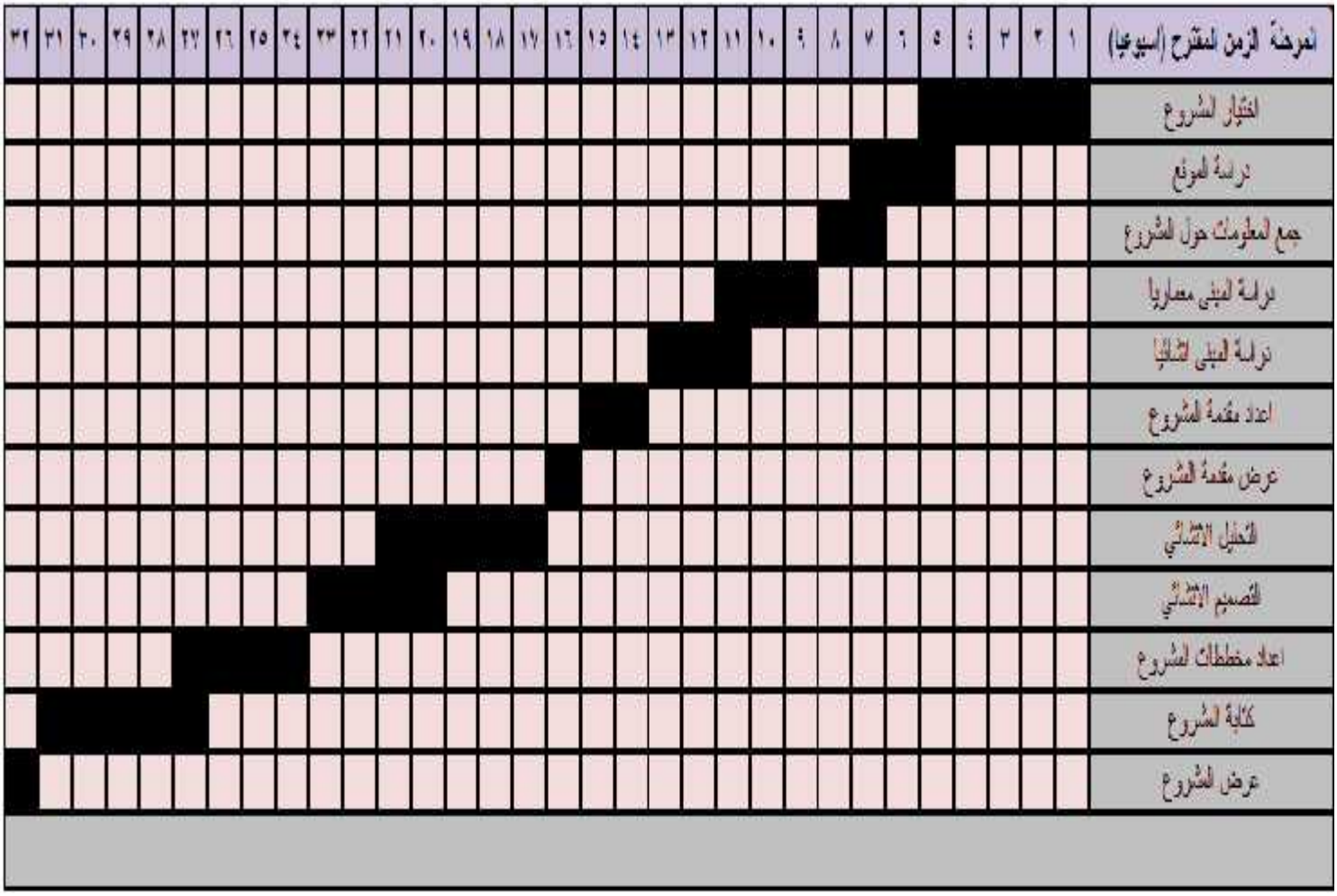
تحليل وتصميم العناصر الإنشائية، وإعداد المخططات التنفيذية، والنتائج والتوصيات.

المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع :

سيتم التسلسل في العمل في المشروع على نحو متدرج من كل ما هو لازم للوصول إلى

النتائج المرجوة من هذا العمل . يبين الجدول (١-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل .

جدول (١-1) :الجدول الزمني للمشروع



المقدمـــة

(١-١) مقدمـة

(١-٢) تمهيد

(١-٣)الهدف من المشـروع

(١-٤)مشكلة المشـروع

(١-٥) حدود المشروع (نطاق المشروع)

(١-٦) محتوى المشروع (مراحل الدراسة)

(١-٧) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع

المقدمة:

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و أشكالها، حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة، أو عن طريق التسلسل لوصوله إلى مبتغاه ، إذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا ، ومن أوراق الأشجار و جلد الحيوان ثيابا ، ومن الشعلة ضوءا يستنير به من الظلام وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الإنسان، أخذت حياته بالرقي و التطور شيئا فشيئا ، وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة ، ومن اجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل أو ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الإنسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر، و قد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام، حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد، وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كان يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط، وبعده تم بناء المدارس ومن ثم الكليات حتى وصلنا إلى يومنا هذا للدراسة بالجامعات التي أصبحت من أهم القوى التعليمية التي يتمتع بها مجتمعنا المحلي .

تمهيد :

نجد في محافظة الخليل أن جامعة بوليتكنك فلسطين هي من أهم وأقوى الجامعات فيها ، ليس هذا وحده بل إن الجامعة أصبحت من أقوى وأكثر الجامعات منافسة على مستوى الوطن بل على مستوى الشرق الأوسط .

كانت جامعة بوليتكنك فلسطين تقتصر على مبنى واحد في وسط المدينة ، وبعد زيادة عدد التخصصات وما قابله من زيادة في عدد الطلاب، فرض على إدارة الجامعة زيادة عدد المباني في مناطق مختلفة من مدينة الخليل، بسبب ضيق المكان الموجود به مبنى الإدارة في وسط المدينة .

وتسعى الجامعة حاليا لتنفيذ كليه طبية للجامعة في مدينة الخليل ، ولكن هناك بعض المعوقات التي تحيط بهذه المساعي من أهمها بعض المشاكل المادية والاقتصادية لهذا المشروع، إذ انه يحتاج إلى أموال طائلة ليتم تنفيذه على أكمل وجه .

الهدف من المشروع :

بعد دراسة أولية للمشروع يمكن حصر الأهداف الرئيسية المنشود تحقيقها ضمن إطار هذا المشروع في عدد من النقاط على النحو التالي :

١) العمل على توفير التصميم الإنشائي المتكامل لمختلف العناصر الإنشائية الموجودة في مبنى الكلية المقترح ، سواء كانت عناصر رئيسية للمبنى أو ثانوية، بحيث يتم القيام بتجهيز وإنهاء مختلف المخططات الإنشائية لجميع أنواع العناصر الإنشائية في هذا المبنى.

٢) العمل على توظيف و تطبيق كافة المعلومات التي اكتسبناها في حياتنا الدراسية ، وذلك من خلال المساقات المختلفة، وإرشادات المدرسين في شتى المجالات سواء كانت ضمن المساق أو خارجه وذلك للوصول إلى مشروع متكامل.

٣) التعرف على نماذج و طرق إنشائية جديدة لم نحصل عليها، أو نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها عن طريق الرجوع إلى المراجع المختلفة، أو بدراسته مع مدرسي التخصصات و ذلك حسب الحاجة إليها.

٤) العمل على تجهيز المخططات الإنشائية التفصيلية ، والتنفيذية لتكون جاهزة للعمل بها عند البدء بالعمل على تنفيذ هذا المشروع.

وبهذا يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في شتى المجالات الإنشائية من تحليل و تصميم، ودراسة مختلف العناصر الإنشائية في المباني المختلفة لما يحويه من أمثلة و تطبيقات متعددة على هذه الموضوعات.

مشكلة المشروع :

هو عبارة عن تصميم إنشائي كامل لمبنى الكلية الطبية المقترح لجامعة بوليتكنك فلسطين في مدينة الخليل، في منطقة"وادي القطع-نمرة" الواقعة إلى الشمال الشرقي من مدينة الخليل.

وهذا المشروع يشمل جميع الدراسات لكافة العناصر الإنشائية المتوقع وجودها في المبنى المقترح ، وتختلف هذه العناصر مع اختلاف تضاريس المنطقة الموجود عليها المبنى باختلاف الشكل المعماري له ، من حيث دراسة مواقع الأعمدة وتحديد أنواع العناصر الإنشائية الحاملة ، وكذلك تحليل و تصميم العناصر الإنشائية الرئيسية من أساسات و أعمدة و عقدات وجدران قص وتجهيز المخططات التنفيذية و التفصيلية الكاملة لتكون جاهزة للتنفيذ.

حدود المشروع (نطاق المشروع) :

بعد دراسة موسعة لخطوات المشروع تم إجمال مراحل دراسة المشروع في الخطوات التالية و المبينة في الشكل التالي :

١) دراسة تفصيلية للمخططات المعمارية لمبنى الكلية التابع للجامعة.

٢) في حالة الحاجة القصوى إلى إجراء تعديل معماري مقترح بعد دراسة المخططات المعمارية، سوف يتم مراجعة مرجع هذه المخططات المعمارية (الدكتور غسان الدويك) ليتم مشاورته في أي تعديل مقترح يراد إدخاله أو تغيره على المخططات، وفي حال وجود نقص في أي من المخططات المعمارية سنقوم برسمها و توضيحها.

٣) العمل على دراسة المبنى بشكل عام ، و تحديد العناصر الإنشائية التي يمكن أن

يحتويها المشروع.

٤) تحديد كافة أنواع الأحمال المتوقعة ، أو التي يمكن أن تكون موجودة في المبنى من أحمال ميتة و أحمال حية و أخرى بيئية بشتى أنواعها، حيث أن قيم هذه الأحمال تعتمد بشكل أساسي على نوع المبنى المراد إنشاؤه .

٥) القيام بعملية التحليل الإنشائي لكل العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى على مختلف الأحمال المؤثرة عليها.

٦)القيام بعملية التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية بحيث يتم التقيد بالمتطلبات العملية و الوظيفية الهندسية في هذا المجال.

٧)التأكد من عملية التصميم ، و ذلك عن طريق التأكد من صحة و منطقية حلول التصميم التي تم التوصل إليها نهاية المشروع.

٨) الوصول إلى أخر مراحل المشروع ، و ذلك بالقيام بتجهيز المخططات الإنشائية و التنفيذية لجميع العناصر التي يحتويها المبنى.

والشكل (١-١) يوضح مراحل التصميم الإنشائي لمبنى الكلية بشكل متسلسل :

الشكل (١-١): خطوات العمل بالمشروع .

محتوى المشروع (مراحل الدراسة) :

بعد الاطلاع على المخططات المعمارية للمشروع ، وعمل وصف كامل وشامل للمشروع معماريا ، سوف تقتصر الدراسة بشكل رئيسي في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المبنى المقترح على تنوعها ، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا و تشكل بمجملها وحدة واحدة متكاملة قابلة للتنفيذ عند الحاجة لذلك بشكل تام ، وبهذا تم تقسيم المشروع إلى ستة فصول على النحو التالي :

١. **الفصل الأول:**

وفيه وصف مبسط للمشروع، حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسـباب اختيـار المشروع وأهميته.

٢. **الفصل الثاني:**

يصف التصاميم المعمارية، وفيه نبين متطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.

٣. **الفصل الثالث:**

الدراسة الإنشائية.

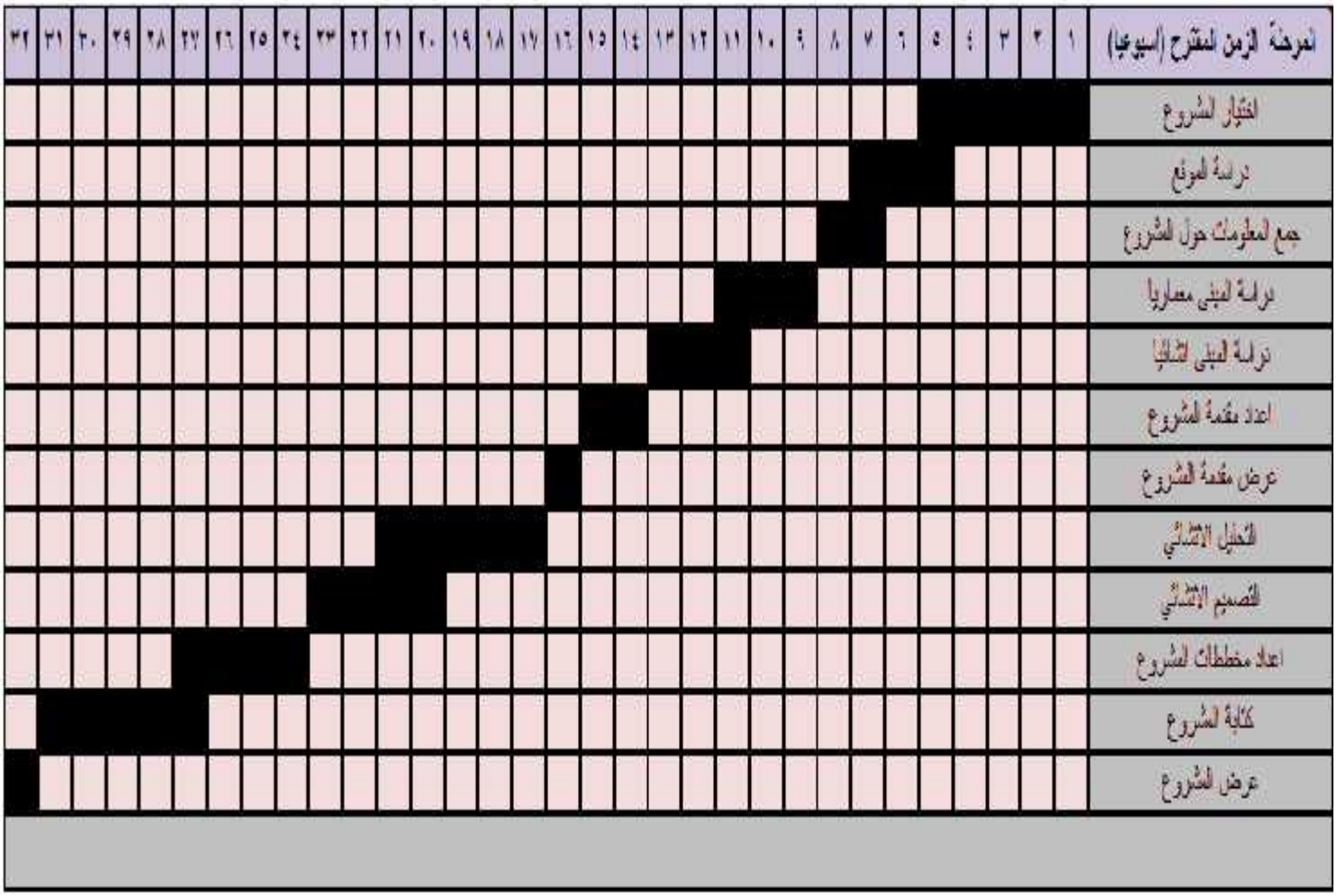
٤. **الفصل الرابع:**

تحليل وتصميم العناصر الإنشائية، وإعداد المخططات التنفيذية، والنتائج والتوصيات.

المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع :

سيتم التسلسل في العمل في المشروع على نحو متدرج من كل ما هو لازم للوصول إلى النتائج المرجوة من هذا العمل . يبين الجدول (١-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل .

جدول (١-1) :الجدول الزمني للمشروع



الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) مقدمـــــة

(٢-٢) لمحة عامة عن المشروع

(٢-٣) موقع المشروع

(٢-٤) حركة الشمس والرياح

(٢-٥) العناصر المعمارية

(٢-٥-١)الواجهات

(٢-٥-٢) الطوابق

الوصف المعماري

٢-١ مقدمة:

تعتبر العمارة بيت العلوم والفنون على مر العصور، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلا ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها. وقد يبدو المبنى بسيطا من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتمادا كليا على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحيانا تحرّف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لاتوحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

٢-٢ لمحة عامة من المشروع:

لا يخفى على أحد أن مدينة الخليل تفتقد إلى الكثير من الخدمات، بل إن بعضها تكاد تكون معدومة ومن جملة هذه الخدمات المؤسسات التعليمية . ولو تتبعنا الواقع الثقافي والتعليمي في بلادنا لوجدنا أن الثقافة مهمشة ولا تجد من يقوم على رعاية الإرث الثقافي والتعليمي الذي وصلت إليه هذه الأمة يوما من الأيام، حيث تهتم جميع المجتمعات التي تمتلك رصيد ثقافي وفني

بهذه المنشآت وتولي لها اهتماما بالغا، فثقافة كل أمة عبارة عن مجموعة من العلوم والمعـــارف المتنوعة المتراكمة التي أنتجتها على مر العصور و نقلتها من جيل إلى جيل لتحفظها من الضياع و الاندثار، لذلك تعد المؤسسات التعليمية وسيلة فاعلة للحفاظ على التراث الثقافي والتعليمي للأمم والشعوب. هذه الأهداف وغيرها حرمت منها مدينة الخليل لعدم وجود مؤسسة تعليمية مثل كليات الطب التي سوف نقوم بتصميمها.

وتتلخص فكرة المشروع في إنشاء كلية طب تحقق الأهداف التي ذكرت آنفا ويلبي جميع الخدمات التي توفرها الكليات الحديثة؛ فهو يشتمل على قاعات للمحاضرات و الاجتماعات، صالة استقبال، مكاتب ومختبرات وغيرها من الخدمات. إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي يشملها، والمشروع من إعداد عمر النتشة وأنس القواسمة ومحمد قطوش ، وإشراف الدكتور غسان دويك .

٢-٣ موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

قطعة الأرض غير منتظمة الشكل، تقع في منطقة " واد القطع-نمرة " ، الواقعة إلى الشمال الشرقي من مدينة الخليل؛ هنا سوف تجثم الكلية المراد إنشاؤها، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، والذي سوف يأخذ شكلا يميل إلى الاستطالة متماشيا مع شكل الأرض، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والرأسي لأجزاء المبنى من قاعات ومكاتب ومختبرات وأي خدمات أخرى.

الشكل (٢-١) يوضح قطعة الأرض التي تم اختيارها.

الشكل (٢-١) مخطط الموقع

٢-٣-١ أهمية الموقع:

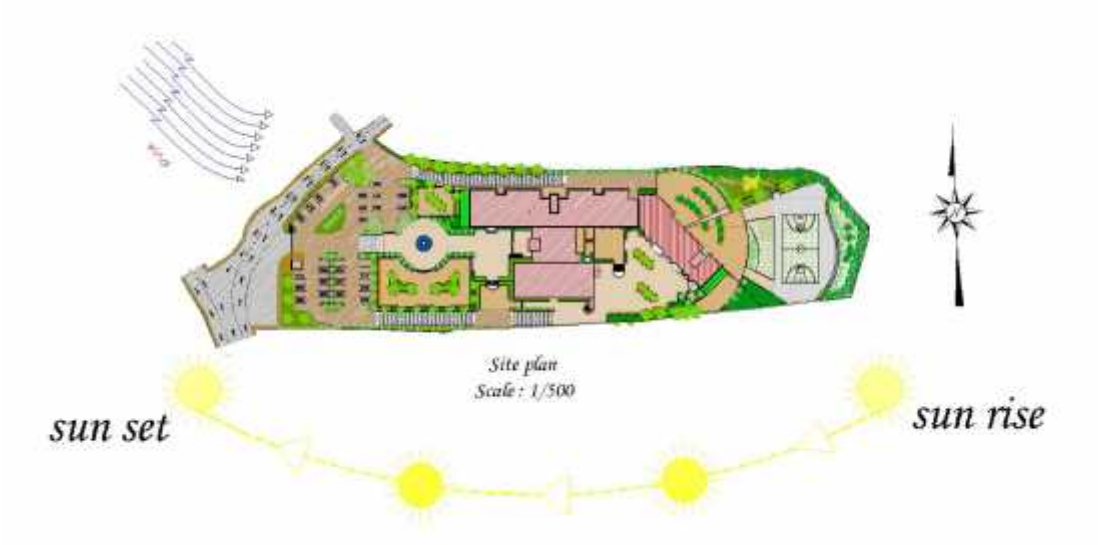
تقع قطعة الأرض على جانب شارع المدينة المنورة (نمرة) الذي يصلها بشارع عين سارة، كما يحيط بموقع المشروع أبنية سكنية ، وتتراوح هذه الأبنية في الارتفاع، وتكون في الغالب طابقين أو ثلاثة ، والمسافات بين الأبنية تزيد عن ستة أمتار وقد تم مراعاة التالي في اختيار الموقع:

- ملائمة الموقع المختار مع خطط الجامعة التطويرية.
- تمت مراعاة إن تكون كلية الطب في مكان وسطي في قطعة الأرض، وفي منطقة محرومة أصلا من مثل هذه المؤسسات التعليمية التي يمكن أن تخدم الجامعة والمنطقة في آن واحد.
- القدرة على توفير المساحات المطلوبة للفعاليات المقترحة في المبنى.
- تواجد الموقع ضمن مناطق التنظيم ،حيث تتوفر الخدمات العامة مثل الكهرباء و الماء والهاتف.
- توفر الساحات التي تفي بالغرض من أجل الترفيه.
- توفر مواصلات نشطة مقارنة بمناطق أخرى في نفس المدينة.

٢-٤ حركة الشمس والرياح:

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

الشكل (٢-٢) يوضح تأثير هذه العوامل:



الشكل(٢-٢) توجيه المبنى

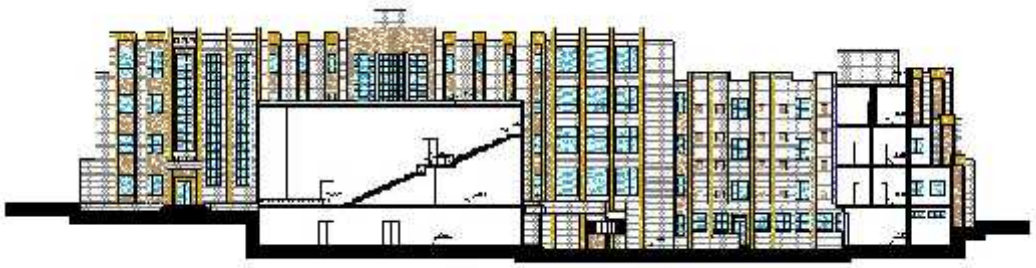
٢-٤-١ وصف الحركة:

تأخذ الحركة أشكالا عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أم الحركة داخل الكلية نفسها؛ فالحركة من خارج الكلية إلى داخلها تتم بشكل غير سلس نظرا لوجود فرق في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من ثلاث أماكن وهذا بدوره يتيح

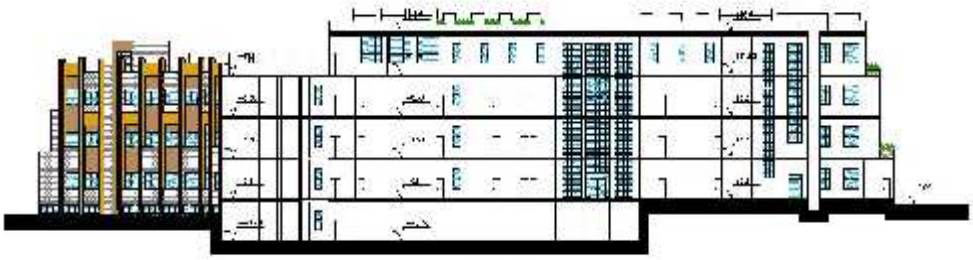
حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى . أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة. ومن الملاحظ أن الحركة الأفقية تتم في طابق التسوية بشكل خطي من خلال ممرات بين الفراغات وذلك في الجزء الشرقي للمبنى مع وضوح الحركة فيما يتعلق بالمختبرات .

أما الحركة في الطابق الأرضي فتأخذ شكل خطي في الجزء الشرقي والشمالي وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معد للخدمات والمكاتب وقاعات التدريس. وكذلك الامر بالنسبة لصالة الاستقبال والمسرح . وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

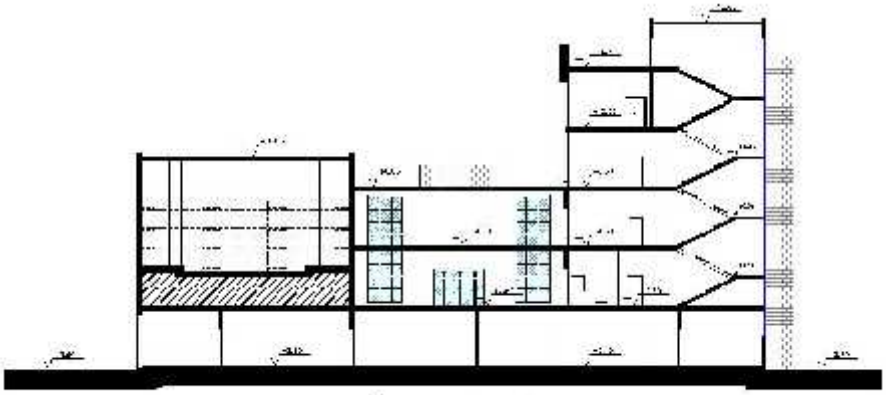
وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها . وهذا ما يوضحه الشكل(٢-٣)



Section C-C



Section A -A



Section B-B

Section D-D

الشكل(٢-٣) قطاعات الدرج في عدة أماكن في المبنى

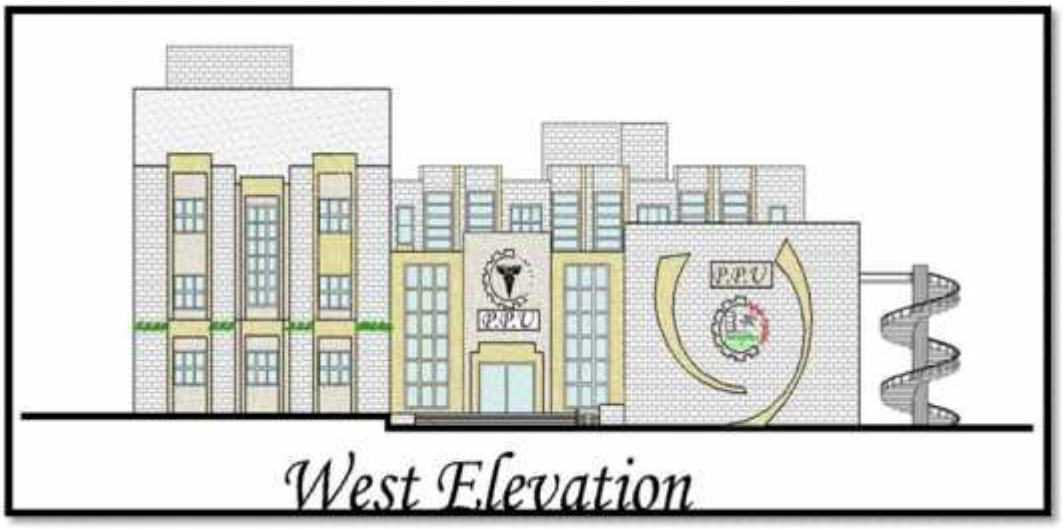
٢-٥ العناصر المعمارية:

تجثم مدينة الخليل في بطن وادي الخليل، حيث تحصنت خلف تلال الوادي مما أكسبها مقومات دفاعية خاصة جعلتها تتحكم بالبوابة الطبيعية المؤدية إلى سقف مرتفعات القدس وما يليها شمالا و صحراء النقب جنوبا، هذا الموقع المتميز يضفي على الطرز المعمارية السائدة فيها جمالا ورونقا خاصا، وبدأت المدينة شيئا فشيئا باكتساب حلة معمارية جديدة ظهرت من خلال الأبنية التي نلحظها عبر أطراف المدينة المترامية والتي تظهر تغيرا ملحوظا في الطرز المعمارية التي سيطرت على المدينة في أوج ثورتها المعمارية.

١.٥.٢ وصف الواجهات:

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها.

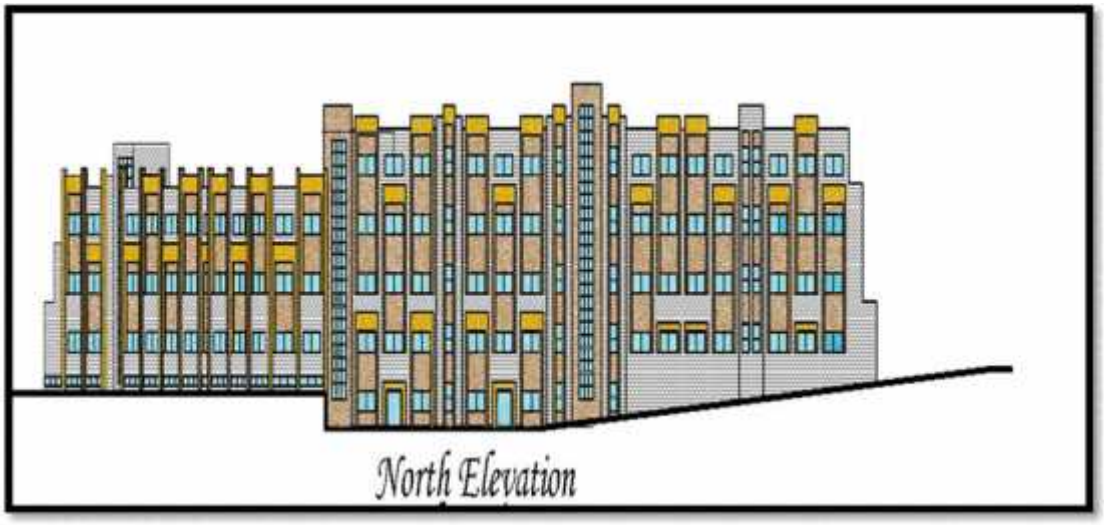
١.١.٥.٢ الواجهة الغربية:



الشكل(٢-٤)الواجهة الغربية

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى. وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الملل من جهة أخرى. ولا يخفى على الناظر هذا التنوع في المناسيب الذي يخفي وراءه اختلاف الوظيفة. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة.

٣.١.٥.٢ الواجهة الشمالية:



الشكل(٢- ٥)الواجهة الشمالية

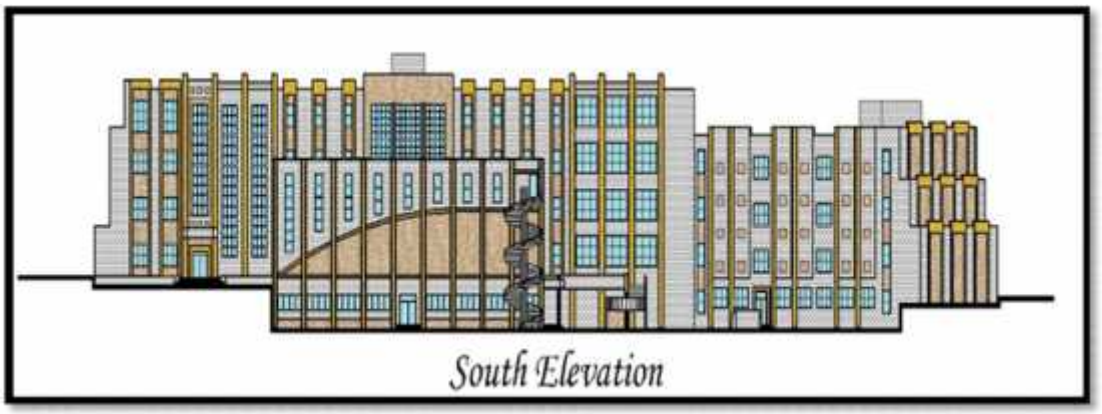
يلحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها. كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الرتابة من جهة أخرى. كما تم استخدام البروزات التي تظهر المبنى بامتداد رأسي للتغلب على الامتداد الأفقي المنسجم مع طبيعة الأرض.

٣.١.٥.٢ الواجهة الشرقية:

الشكل(٢-٦)الواجهة الشرقية

تناظر هذه الواجهة ما أشرنا إليه في الواجهة الغربية من تنوع في المناسيب وأنظمة الفتحات المستخدمة. وما يميز هذه الواجهة هو محولة التغلب على امتدادها الجانبي من خلال الأعمدة البارزة الممتدة رأسيا. وتضم عبر جانبيها الحديقة والساحة الرياضية. وتطل هذه الواجهة على حديقة وهذا بدوره يعطيها إطلالة مميزة.

٤.١.٥.٢ الواجهة الجنوبية:



الشكل (٢-٧)الواجهة الجنوبية

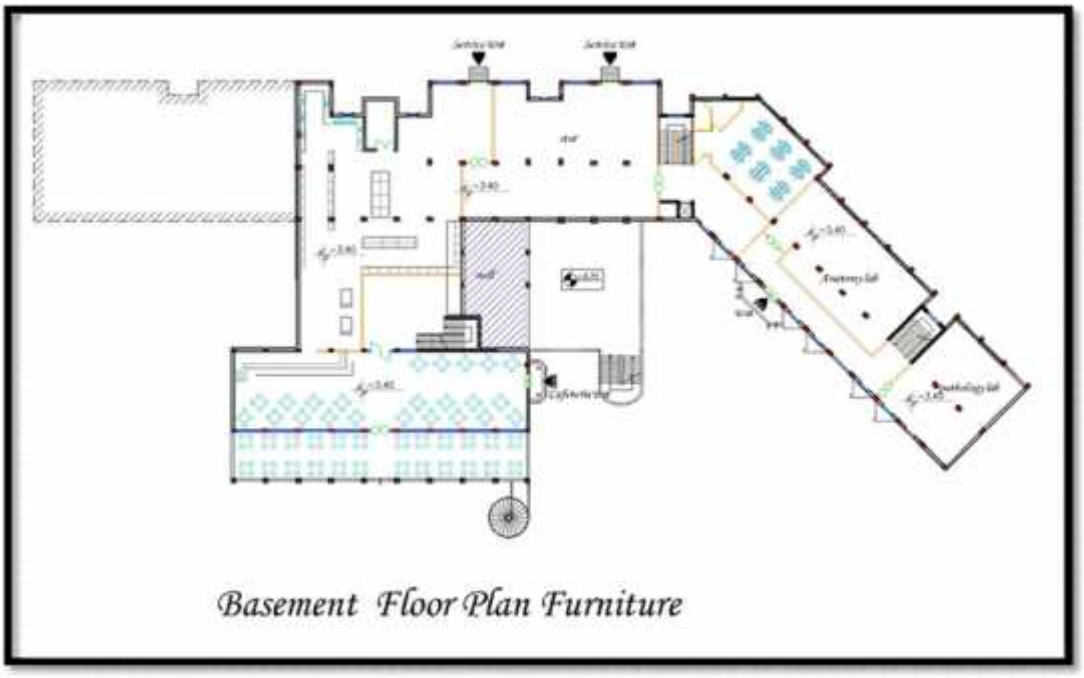
تبدو هذه الواجهة وكأنها تتحرك لأعلى من خلال الأعمدة البارزة المستخدمة. وتتميز هذه الواجهة بوحدة المناسيب. كما تظهر القوة في التنويع مابين المواد المستخدمة؛ فضلا على التنويع في نظام الفتحات في محاولة للتغلب على الرتابة وقطع الملل. وتطل هذه الواجهة على الحديقة الرئيسية للمبنى وهي بذلك تحوز على أهمية وإطلالة مميزة.

٢.٥.٢ وصف الطوابق:

- المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتمادا كليا على الشكل المستطيل نظرا لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الطابقية لهذا المبنى ٩٧٧٠ م^{٢} موزعة على خمس طوابق كالآتي:

1.٢.٥.٢ طابق التسوية:

- يحتوي هذا الطابق على مدخل رئيسي يؤدي إلى الكافتيريا .



الشكل(٢- ٨)مسقط طابق التسوية

- الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشـــتمل علـــى ممرات سهلة الحركة وليست طويلة. وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق(١٩٣٢) م^{٢} وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

- كافتيريا:

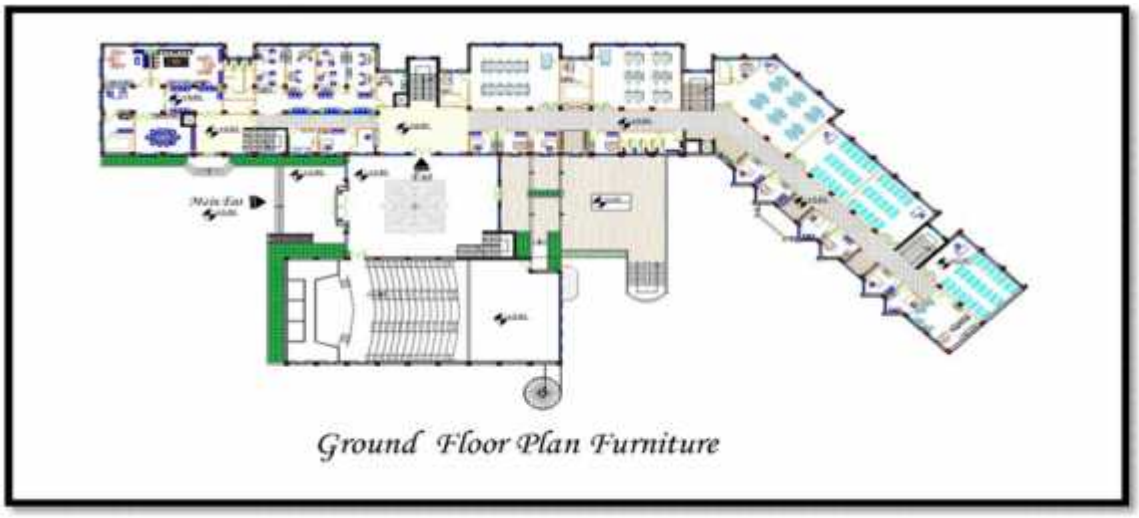
تحتوي الكافتيريا على مطبخ وعلى مخزن حيث يوجد مدخل خارجي للمخـــزن فـــي الجهـــة الشمالية ، ومدخل آخر للمطبخ أيضا من الجهة الشمالية، كما أنها متصلة بتـــراس خـــارجي بالاتجاه الجنوبي .

- مختبرات:

يوجد في هذا الطابق بعض المختبرات منها Pathology Lab و Anatomy Lab .

٢.٥.٢.٢ الطابق الأرضي:

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي. فـي مكان متوسط من هذا الطابق.



الشكل(٢-٩)مسقط الطابق الأرضي

❖ تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٤٠٦م^{٢} ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

- مدرج :

ويستخدم لإجراء معارض وفعاليات مختلفة، وله مدخلان ، مدخل خارجي من الجهة الشرقية ومدخل داخلي من صالة الاستقبال ، وقد صمم بحيث تكون الحركة فيه بسلاسة وبشكل يتسع لأكبر عدد من الأفراد ، حيث يبلغ عرضه ١٤.٧متر وطوله ٣٢.٧ متر.

- قاعة المحاضرات:

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- مختبرات :

يحتوي المبنى على ثلاث مختبرات كبيرة وموقعها مناسب .

- مكاتب مدرسين:

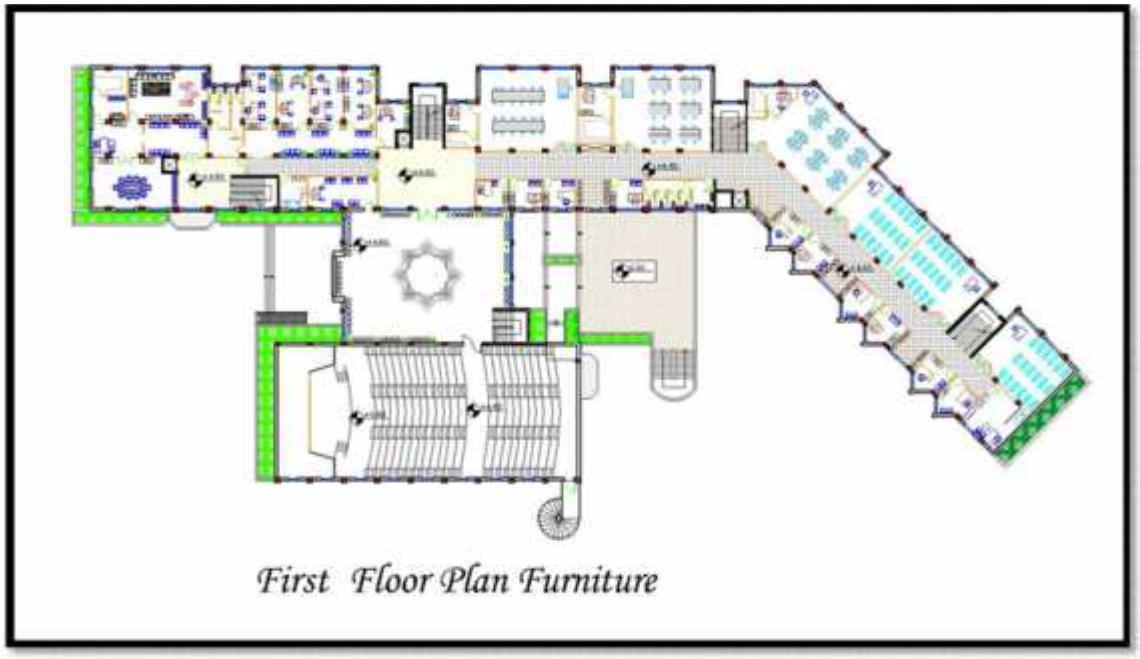
ويتكون من عدد وفير من مكاتب المدرسين تقريبا ٢٠ مكتب موزعة على الطابق الارضي.

- دورات المياه:

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالطالبات وبالمدرسين .

٣. ٢.٥.٢ الطابق الأول:

❖ تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٢٣٥٧ م^{٢} ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:



- الشكل(٢- ١٠)مسقط الطابق الأول

- مدرج :

ويستخدم لإجراء معارض وفعاليات مختلفة،وله مدخل واحد فقط، وقد صمم بحيث تكون الحركة فيه بسلاسة وبشكل يتسع لأكبر عدد من الأفراد ، حيث يبلغ عرضه ١٤.٧متر وطوله ٣٢.٧ متر.

- قاعة المحاضرات:

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- مختبرات :

يحتوي المبنى على ثلاث مختبرات كبيرة وموقعها مناسب .

- مكاتب مدرسين:

ويتكون من عدد وفير من مكاتب المدرسين تقريبا ٢١ مكتب موزعة على الطابق الأول.

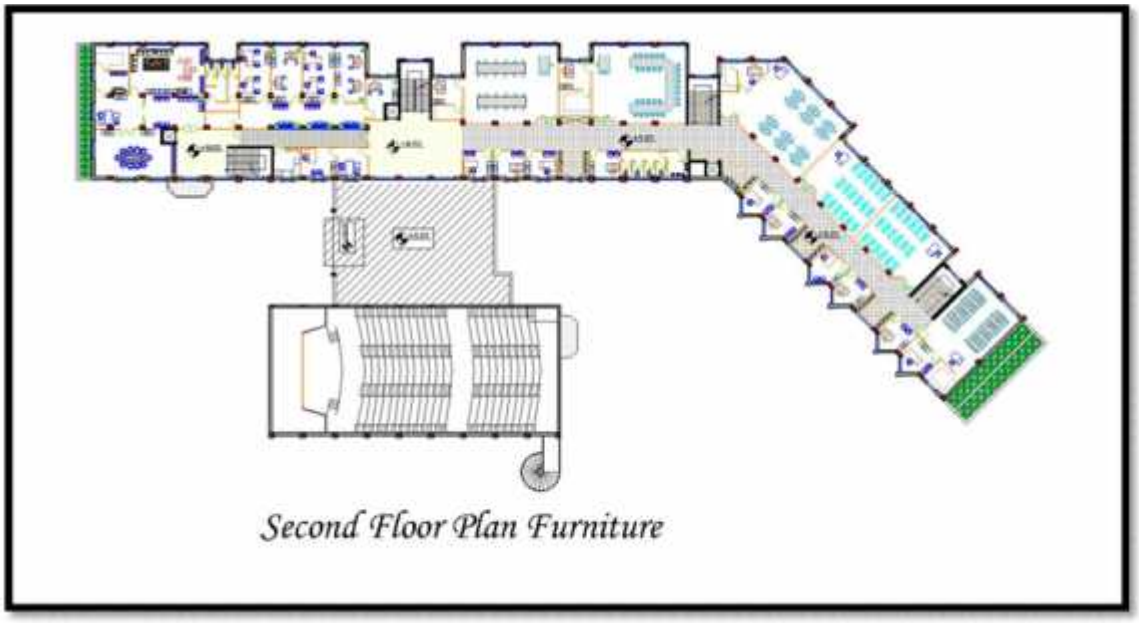
- دورات المياه:

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالطالبات وبالمدرسين .

٤. ٢.٥.٢ الطابق الثاني:

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي، في مكان متوسط من هذا الطابق وعلى الأطراف .

❖ تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٢٠٦٥ م^{٢} ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:



- **الشكل(٢-١١)سقط الطابق الثاني**

- قاعة المحاضرات:

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- مختبرات :

يحتوي المبنى على ثلاث مختبرات كبيرة وموقعها مناسب كما انه يحتوي على مختبر للحاسوب .

- مكاتب مدرسين:

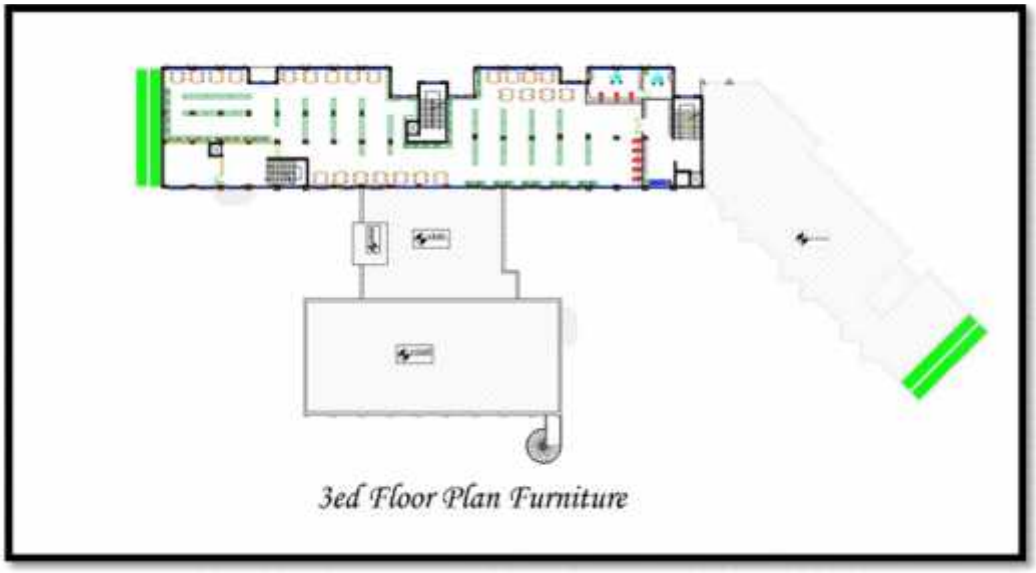
ويتكون من عدد وفير من مكاتب المدرسين موزعة على الطابق الثاني .

- دورات المياه:

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالطالبات وبالمدرسين .

٢.٥.٢ .5 الطابق الثالث:

تبلغ مساحة هذا الطابق ١٠١٠متر مربع ، وتقع في الجهة الشمالية للمبنى ، يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي، في مكان متوسط من هذا الطابق وعلى الأطراف .



- **الشكل(٢-١٢)سقط الطابق الثالث**

يحتوي هذا الطابق فقط على المكتبة ، وعلى مكاتب الموظفين ، كما انه يمكن الوصول لهـا من أكثر من مكان في المبنى ، وهذا يوفر سهولة في الوصل إليها .

الدراسة الإنشائية

(٣-١) مقدمة

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي

(3-٣) الأحمال

(٣-٤) العناصر الإنشائية

(٣-٤-١) العقدات

(٣-٤-٢) الجسور

(٣- ٤-٣) الأعمدة

(٣-٤-٤) الجدران الحاملة (جدران القص)

(٣-٤-٥) الأساسات

(٣-٤-٦) الجدران الاستنادية

(٣-٤-٧) الإدراج

(٣-٤-٨)فواصل التمدد

وصف العناصر الإنشائية

(٣-١) مقدمة :

بعد الانتهاء من الوصف المعماري و مراجعة جميع المخططات المعمارية و جاهزياتها بشكلها النهائي يتم الانتقال إلى مرحلة جديدة يتم فيها دراسة جميع العناصر الإنشائية المكونة للنظام الإنشائي للمبنى بأكمله ، وذلك للوصول للهدف المرجو من هذا المشروع وهو العمل على إيجاد التصميم الانشائي الملائم لكافة العناصر الإنشائية.

ففي هذا الفصل سيتم عمل التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية بلاطات و جسور و أعمدة و قواعد وجدران قص و غيرها من العناصر الإنشائية ، ذلك بعد تحديد قيم الأحمال المختلفة التي يتعرض لها كل عنصر ، و نوع هذه الحمال من أحمال ميتة و أحمال حية و أحمال بيئية أخرى ،و سيتم ذلك وفقا للمقاييس و المواصفات و الكودات التي المعمول بها في بلادنا .

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي:

إن الهدف من عملية التصميم هو الحصول على نظام إنشائي متكامل له القدرة على تحمل الأحمال الواقعة عليه و القوى التي يتعرض لها ، و يلبي حاجة المستخدمين و الوظائف التي صمم لأجلها ، وبناءا على ذلك يمكن تحديد العوامل المؤثرة في عملية تصميم العناصر الإنشائية و اختيارها . والتي يمكن إيجازها فيما يلي :

- الكلفة الاقتصادية(Economy): و يتم تحقيق ذلك من خلال اختيار مواد البناء اللازمة و المناسبة لعملية الإنشاء و كذلك اختيار المقاطع ذات التكلفة المناسبة و الكافية للأغراض التي تستخدم بها .

- عامل الأمان(Safety Factor):وهو النسبة بين الأحمال التي تسبب الكسر أو الانهيار إلى حمل الخدمة أو التشغيل ، و يتم تحقيق عامل الأمان وذلك من خلال

اختيار مقاطع العناصر الإنشائية القادرة على تحمل القوى و الأحمال التي يمكن أن تتعرض لها .

وتظهر أهمية معامل الأمان جلية في تحقيق التالي :

- ♦ بعض الأحمال التي تظهر في المستقبل وتكون خارج توقعات المهندس .
- ♦ أخطاء تنفيذيه .

- ➢ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Service ability): يعني ذلك تجنب حدوث أي هبوط زائد عن الحد المسموح به (Deflection) أو حدوث شقوق (Cracks) التي تسبب تشوه في العناصر الإنشائية .

(٣-٣) الأحمال:

وهي جميع القوى و الأحمال الواقعة على المبنى و التي يمكن أن يتعرض لها . و من الضروري معرفة جميع القوى التي يتعرض لها المبنى و تحليلها و حسابها بدقة و ذلك لان أي خطأ في الحسابات سينعكس على عملية تصميم العناصر الإنشائية المختلفة ، و الأحمال المؤثرة في أي منشأ يمكن تقسيمه إلى أحمال رئيسية مباشرة وأحمال غير مباشرة (ثانوية) و سنتناول تفاصيل هذه الأحمال كما يلي :

٣-٣-١ الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) و منها :

- ➢ الأحمال الميتة (Dead Load) : مثل أوزان العناصر الإنشائية نفسها وجميع طبقات القصارة والعزل والبلاط وغيرها .

- ➢ الاحمال الحية (Live Load) : وتعتمد هذه الأحمال على طبيعة استخدام المبنى وتتمثل في حمل الأشخاص والمعدات و الأثاث و الأغراض المختلفة المستخدمة في المباني .

- الأحمال البيئية : الناتجة من الطبيعة ، من أحمال الرياح و الزلازل و الثلوج .

حيث تدخل هذه الأحمال في عمليات الحساب و التصميم للعناصر الإنشائية بشكل أساسي و يمكن توضيح كلا منها **كما يلي :**

٣-٣-١-١ الأحمال الميتة (Dead Load):

وهي القوى الدائمة الناتجة عن قوى الجاذبية الأرضية وهي قوى ثابتة من حيث الموقع و المقدار و لا تتغير بزيادة عمر المنشأ ، و تنتج هذه القوى من أوزان العناصر الإنشائية المختلفة المكونة للمبنى ، إضافة إلى أوزان العناصر المرتكزة عليه بشكل دائم كالقواطع ، و كذلك أي عنصر ملاصق للمبنى بصورة دائمة .

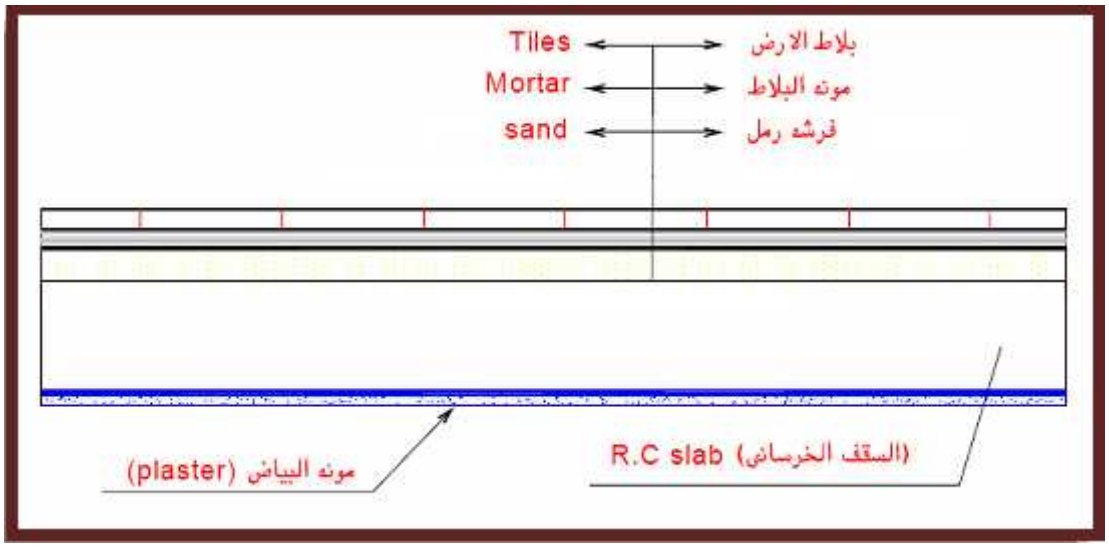
و يتم حساب قيم الأحمال الميتة من خلال معرفة الكثافة النوعية للماد المستخدمة في تصنيع العناصر الإنشائية ومعرفة إبعاد تلك العناصر ، و تتكون هذه العناصر في اغلب الأحيان من : الخرسانة المسلحة أو الخرسانة العادية (غير المسلحة) ، و الطوب ، و الحجر الذي يستخدم في الواجهات الخارجية ، و القصارة ، و مونه البلاط ، و البلاط ، ومواد التشطيب ، اضافة إلى الديكورات الخاصة بالمبنى من أعمال جبس كالأسقف المعلقة . و يبين الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة :

جدول (٣-١) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

NO.	Material	Quality density
1.	Tile	22 KN/ m^3
2.	Sand	18 KN/ m^3
3.	Reinforced concrete	25 KN/ m^3
4.	Block	9 KN/ m^3
5.	Plaster	22 KN/ m^3

والشكل (٣-١) يبين ترتيب طبقات المكونة لعقدة السقف المستخدمة في المشروع

الشكل (٣-١) : تفصيلة عقدة المتبعة في اخذ الأحمال الميتة



٣-٣-١-٢الأحمال الحية (Life Load):

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع وتختلف باختلاف المكان والاستخدام وطبيعة المنشأ، ويمكن تصنيفها كالتالي:

a. أحمال حية وهي تلك الأحمال التي يمكن نقلها من مكان إلى أخر مثل أثاث البيوت والأجهزة المعدات غير المثبتة والمواد المخزونة .
b. أحمال الأشخاص شريطة اخذ بعين الاعتبار نوع المنشئ إذ يختلف الوزن من مبنى إلى أخر.
c. أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء التنفيذ مثل أحمال الشداة والرافعات والمعدات المستخدمة .

وتحديد قيم الأحمال الحية يعتمد على طبيعة المنشأ و استخدامه من مباني تجارية ، و تعليمية ، و سكنية و غيرها ، و يوجد جداول تبين قيم الأحمال الحية لكل منشأ حسب طبيعة استخدامه يمكن من خلالها معرفة قيم الأحمال الحية لكل مبنى .

و يبين الجدول (٣-٢) قيم الحمال الحية الواقعة على كل عنصر اعتمادا على الكود الاحمال الأردني :

جدول(٣-٢) الأحمال الحية لعناصر المبنى.

الرقم	نوع المنشأ	الاحمال الحية (KN/m^2)
١	مباني سكنية • الغرف السكنية • السلالم	 ٢ ٣.٥
٢	المباني الإدارية • المكاتب • السلالم • غرف التخزين	 ٣ ٤ ٥-١٠
٣	المدارس • الفصول الدراسية • السلالم • المكتبات	 ٣ ٤ ٥
٥	القاعات والصالات • القاعات ذات المقاعد الثابتة • القاعات بدون مقاعد ثابتة	 ٥ ٦
٦	المحلات التجاري • المحلات الصغيرة • المحلات الكبيرة	 ٥ أو أكثر ١٠ أو أكثر
٧	المكتبات • غرف الاطلاع • غرف حفظ الكتب	 ٤ ١٠

٣-٣-١-٣الأحمال البيئية :

وهي الأحمال المتغيرة من حيث الموقع و المقدار ، و تشتمل الأحمال البيئية على أحمال الرياح و الثلوج و الزلازل إضافة إلى أحمال التربة ، و هنالك عدة عوامل تؤثر على قيم هذه الأحمال ،

فأحمال الرياح مثلا تزداد بزيادة ارتفاع المبنى و موقعه ، كذلك أحمال الرياح تزداد بزيادة سرعة الرياح .

i) أحمال الرياح :

وهي قوى متغيرة المقدار والاتجاه ، وتتغير بتغير موقع المبنى و ارتفاعه حيث أن قيمة أحمال الرياح لمبنى مكشوف تختلف عنها لمبنى محاط بمباني مرتفعة ، و كذلك وجود المبنى في منطقة مرتفعة يختلف عن وجوده في منطقة منخفضة .

و تؤثر أحمال الرياح بقوى أفقية على المنشأ ، وتعتمد قيم أحمال الرياح على سرعة الرياح التي تسجل من قبل دائرة الأرصاد الجوية إضافة إلى مقدار المساحة التي تواجهها من المبنى ، و سيتم اعتماد الكود الأردني لتحديد أحمال الرياح الأفقية.

ii) أحمال الثلوج :

يتم حساب أحمال الثلوج بالاعتماد على ارتفاع المنطقة التي سيبنى عليها المنشأ ، ذلك حسب الكود الأردني كما في الجدول التالي :

جدول(٣-٣) أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

الارتفاع عن سطح البحر(م) (h)	أحمال الثلوج (KN/m^2)
h < 250	0
250 < h < 500	(h-250) / 100
500 < h < 1500	(h-400) / 400
1500 < h < 2500	(h-812.5) / 250

iii)أحمال الزلال :

و هي أحمال رأسية و أفقية تؤثر على عناصر المبنى المختلفة ، و يتولد نتيجة هذه القوى عزوم على المنشأ و من هذه العزوم ، عزم الانقلاب إضافة إلى عزم اللي ، و تقاوم القوى الأفقية (

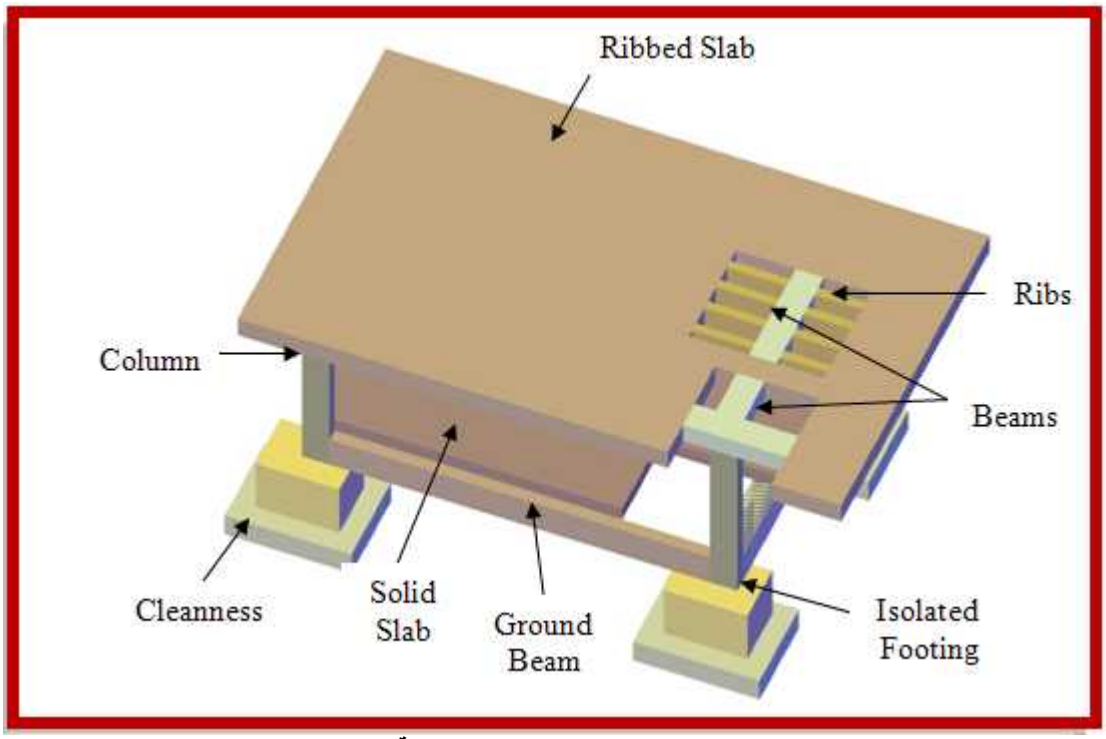
قوى القص) بجدران القص و هي إحدى العناصر المكونة للمنشأ ، و سنيتم اعتماد الكود UBC في حساب القوى الناتجة عن الزلازل .

٣-٣-٢ الأحمال الثانوية – غير المباشرة (Secondary loads) :

و تشتمل هذه الأحمال على أحمال التأثير الحراري ، و انكماش الجفاف للخرسانة ، و هبوط التربة ، و يمكن مقاومة هذه الأحمال في حال وجدت بتوفير فواصل تمدد تقاوم هذه الأحمال ، و عادة تستخدم هذه الفواصل في المباني الطويلة الممتدة أفقيا .

٣-٤العناصر الإنشائية :

إن أي منشأ أو مبنى يتكون من مجموعة من العناصر الإنشائية المختلفة و التي ترتبط مع بعضها بشكل يمكنها من مقاومة الأحمال التي تتعرض لها و نقل هذه الأحمال إلى الأرض حيث أن أي المبنى يتكون من العقدات و جسور و أعمدة و قواعد بأشكال متعددة و جدران قص و جدران استنا دية و غيرها من العناصر الإنشائية المختلفة والشكل (3-2) يبين ذلك.



الشكل (٣-٢): تركيب وتوزيع العناصر الإنشائيةفي المنشئ الخرساني

إن النظام الإنشائي للمبنى كلية الطب يتكون من مجموعة من العناصر الإنشائية المتحدة و التي تكون هيكلية المبنى ، و يمكن توضيح كل عنصر من هذه العناصر كما يلي :

(٣-٤-١) العقدات :

و هي عبارة عن عناصر إنشائية تعمل على نقل الأحمال الواقعة عليها و القوى التي تتعرض لها إلى الجسور المتحدة معها ، و من ثم إلى الأعمدة و الجدران الحاملة ، و هنالك عدة أنواع من العقدات المستعملة في المباني، و من هذه الأنواع ما يلي:

١) البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ، وهي عقدات ذات اتجاه تحميل واحد أو اتجاهين و ذلك حسب إبعاد البلاطة.

٢) البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) ، وهي أما ذات اتجاه تحميل واحد أو اتجاهين .

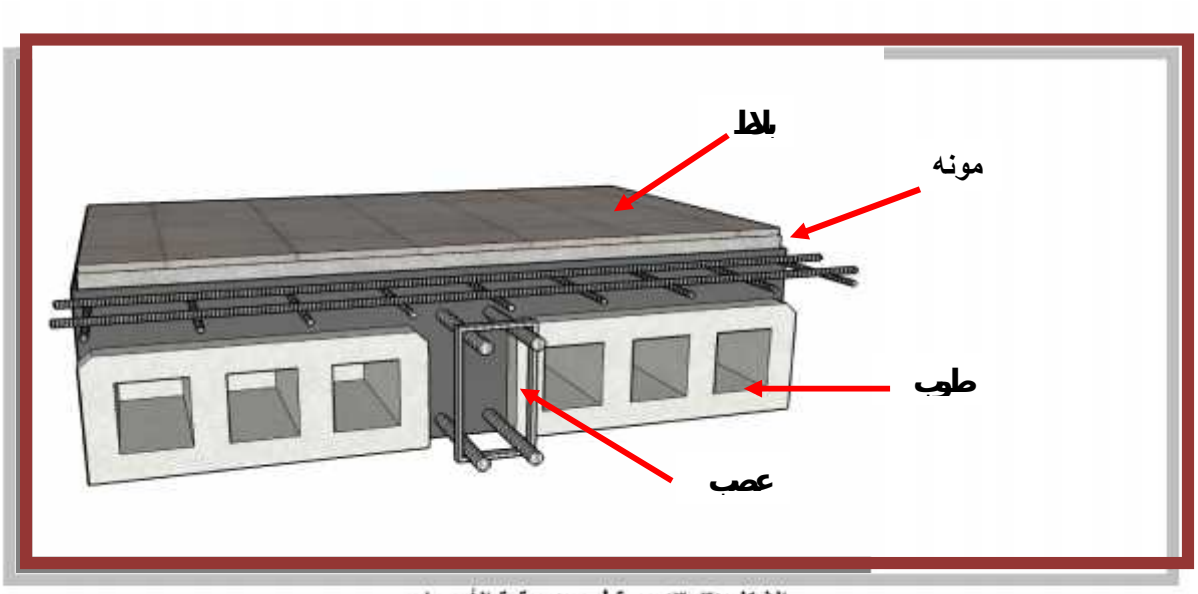
و نتيجة لتعدد الأغراض في مبنى الكلية ، سنستخدم نوعين من العقدات في عملية التصميم ،و هي كالتالي :

عقدات الأعصاب ذات اتجاه تحميل
(One way Ribbed Slabs) .

عقدات الأعصاب ذات اتجاهين تحميل
(Tow way Ribbed Slabs) .

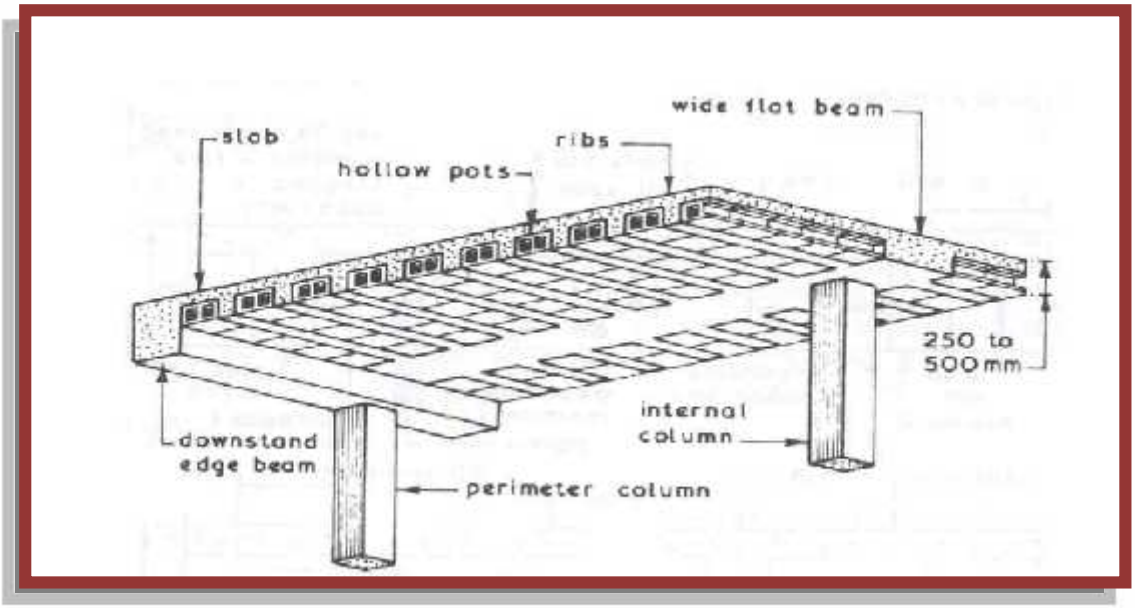
٣-٤-١-١عقدات الأعصاب :

و تستخدم هذه العقدات عندما يراد الحصول على سطح سفلي أملس للسقف وخاصة في المباني السكنية ، والشكل (٣-٣) يوضح تفصيلة عقدات الأعصاب بما تحويها من أعصاب وطوب وماهو محمول على هذه العقدات بالإضافة إلى طريقة توزيع الحديد داخل هذه العقدات:-

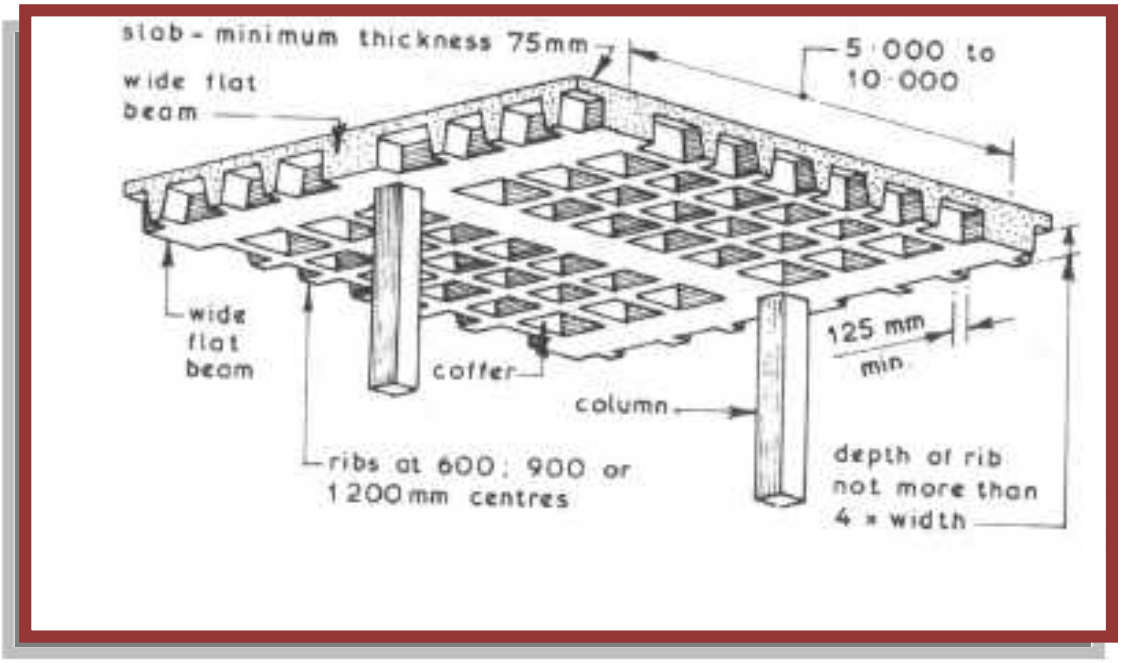


الشكل (٣-٣) : مقطع من عقدة الأعصاب

وهناك نوعين ففي هذه الحالة إما نستخدم عقدة أعصاب ذات اتجاه تحميل واحد أو ذات اتجاهين تحميل ، كما في الشكلي (٣-٤) و(٣-٥) على التوالي:



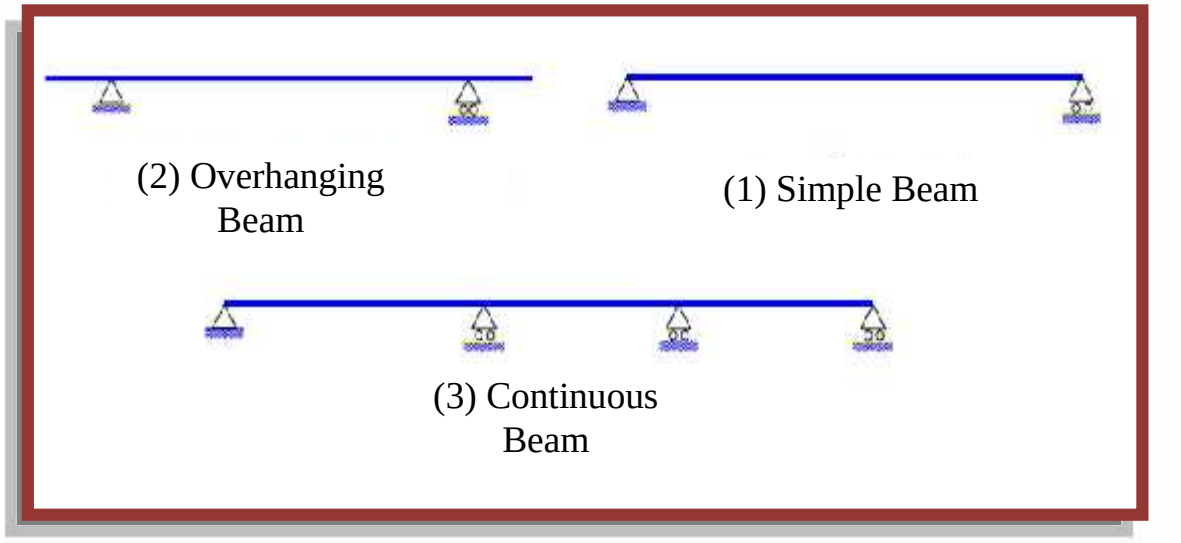
الشكل (٣-٤) : عقدة الأعصاب ذات اتجاه واحد



الشكل (٣-٥) : عقدة أعصاب ذات اتجاهين تحميل

(٣-٤-٢) الجسور:

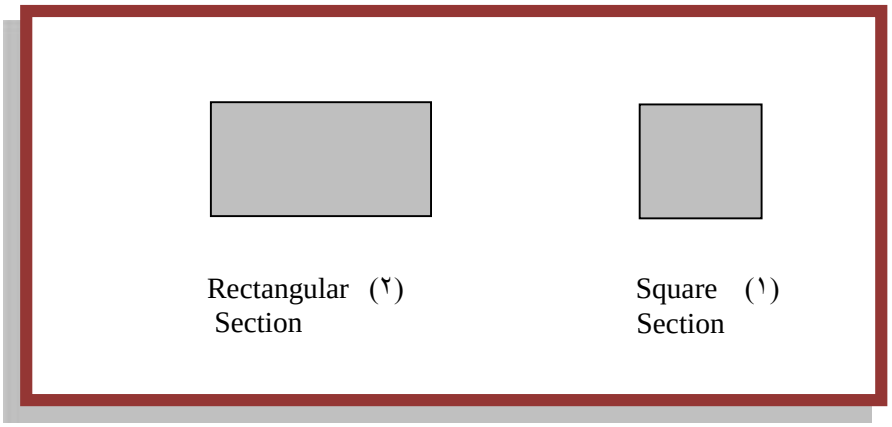
تعتبر الجسور من أهم العناصر الإنشائية التي تعمل على نقل الأحمال ، ففي العقدات المصمتة تقوم بنقل الأحمال من العقدة إلى الأعمدة ، كذلك تنقل الأحمال في العقدات ذات الأعصاب من الأعصاب و من ثم إلى الأعمدة ، والشكل (٣-٦) يوضح أنواع الجسور إنشائيا :



الشكل(٣-6) : تقسيم الجسور إنشائيا

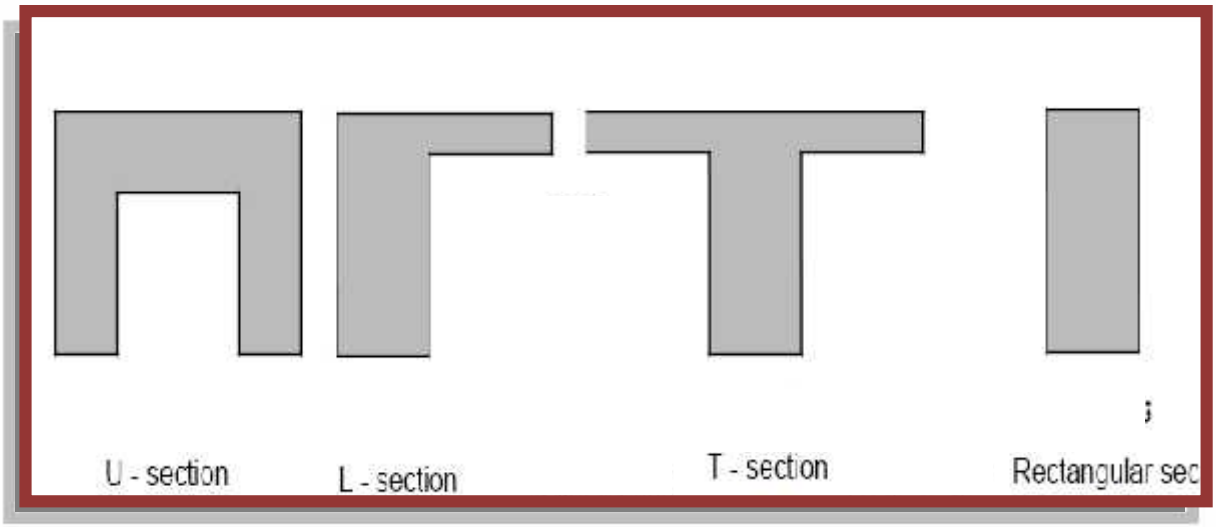
أما بالنسبة لموقع الجسور في العقدات فهي تتبع حسب البحور المختلفة لذلك تم تقسيمها قسمين ، كما هو مفصل في النقاط التالية :

- **الجسور المحورة :** وهي جسور تكون مع مستوى العقدة (مخفية في العقدة) و تستخدم عادة في العقدات ذات البحور التي تتراوح أطوالها ما بين (٥-٧م) ، كما في الشكل (٣-7)



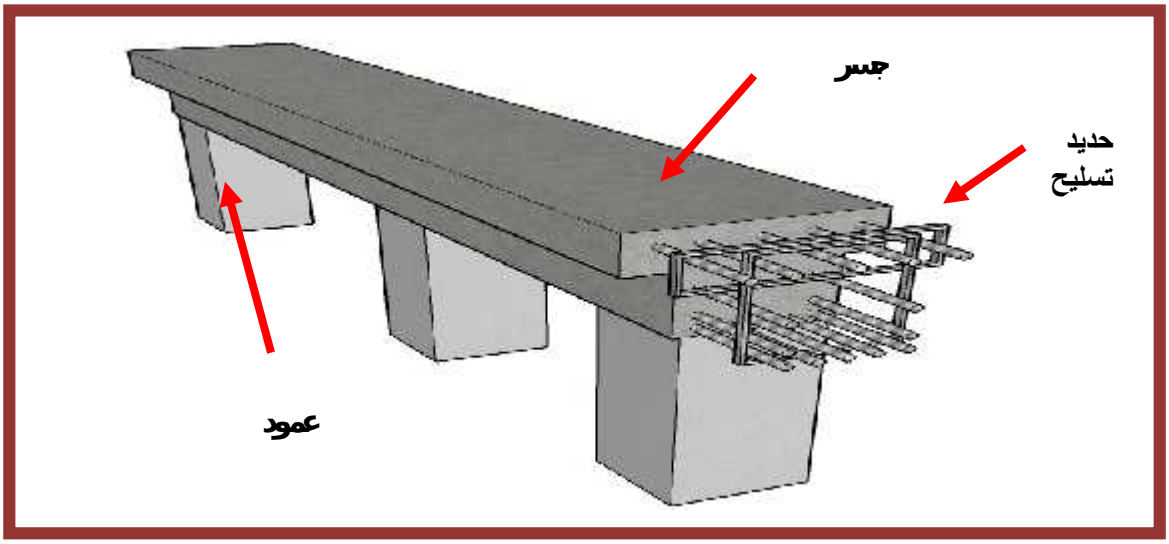
الشكل(٣-7) : مقاطع في جسور

- **الجسور الساقطة (المدلاة) :** وهي الجسور التي تبرز عن العقدة من الأسفل ، وتستخدم في حال العقدات ذات البحور الطويلة ، وهي عدة أنواع يمكن تفصيلها كما في الشكل (٣-٨) : -



الشكل (٣-٨) : مقاطع في جسور ساقطة

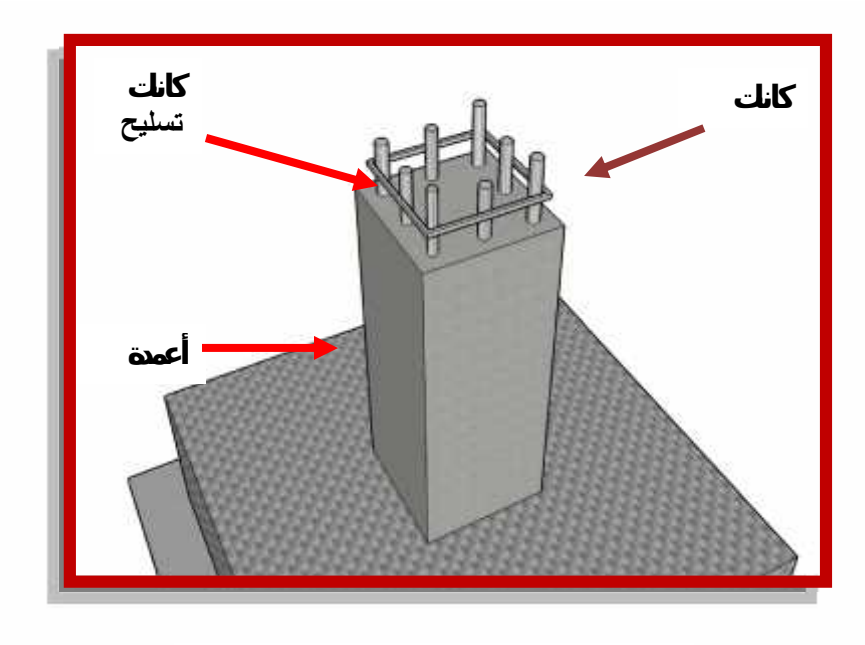
و يبين الشكل (٣-٩) جسر طولي على شكل حرف (T) :



الشكل (٣-٩) : جسر طولي على شكل حرف (T)

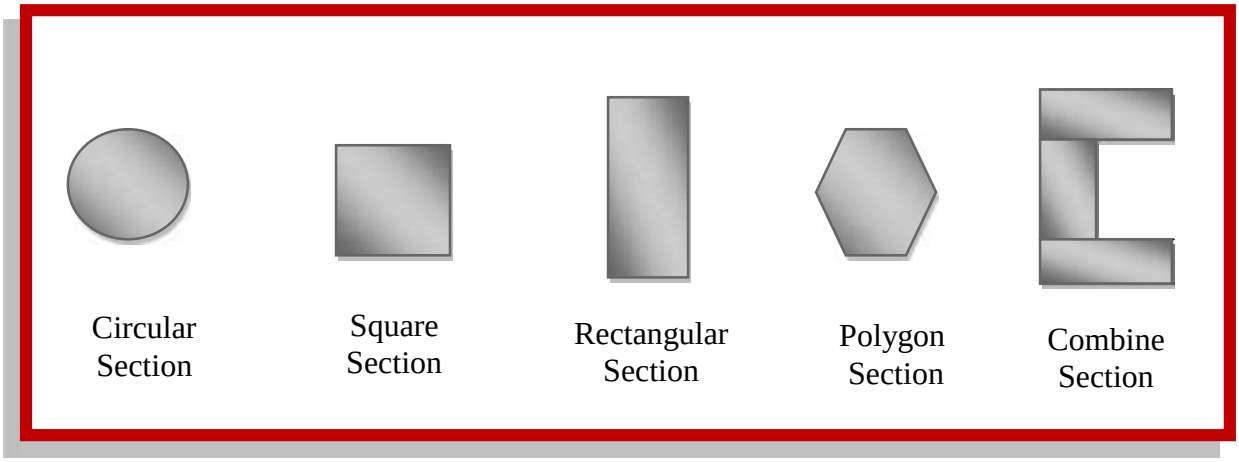
(٣-٤-٣) الأعمدة :

يمكن تعريف الأعمدة بأنها تلك العناصر الإنشائية التي تعمل على نقل الأحمال من البلاطات عن طريق الجسور إلى الأساسات ، كما في الشكل (٣-١٠) : -



الشكل (٣-١٠) : عمود ذو مقطع مربع

ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة ، فمنها ما هو مستدير و منها المضلع أو المكون من قطاعات مركبة من مستطيلات بحيث لا يزيد الطول في أي اتجاه لكل مستطيل عن خمسة أمثال العرض لهذا المستطيل ، وإلا اعتبرت هذه الأعضاء حوائط خرسانية و يبين الشكل (٣-١١) مقاطع بعض أنواع الأعمدة .



الشكل (٣-١١) : مقاطع لأعمدة مختلفة

و تعتبر الأعمدة العنصر الإنشائي الرئيسي في نقل الأحمال الواقعة على العقدات ، حيث تقوم بنقل الأحمال من العقدات و الجسور إلى الأساسات ، حيث أن الأعمدة مع باقي العناصر الإنشائية متحدة تشكل هيكل المنشأ ، و تساعد على ثبات المبنى لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل و توزيع الأحمال الواقعة عليها . و يمكن تقسيمها من حيث مقاومتها للقوى الأفقية إلى قسمين (الأعمدة المقيدة و الأعمدة غير مقيدة) .

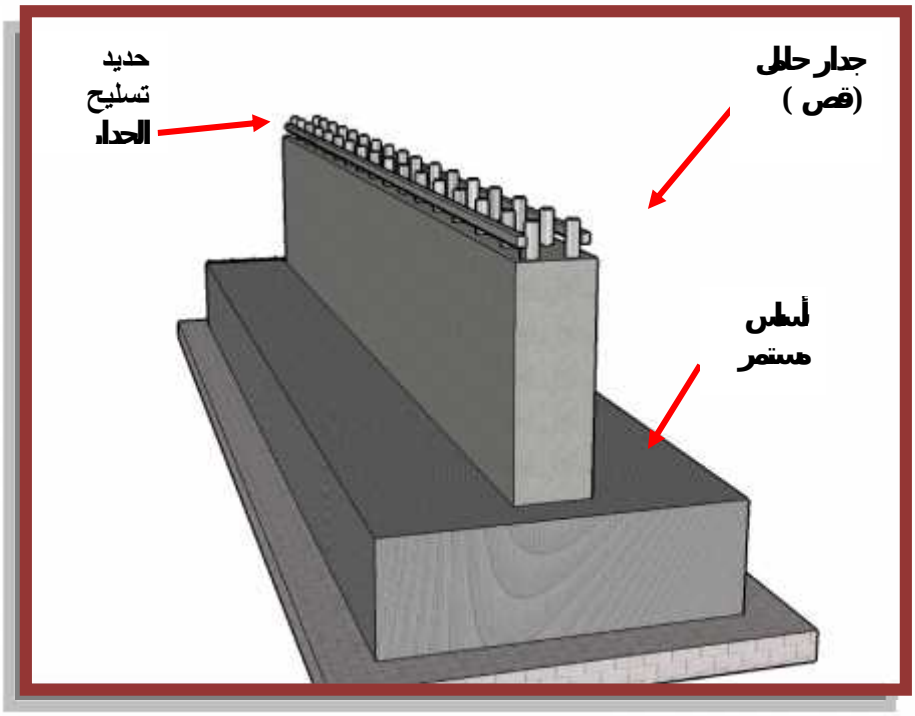
الأعمدة المقيدة و غير المقيدة (Braced & Un-braced Columns) :

تعتبر الأعمدة مقيدة في اتجاه معين إذا كانت الأحمال الأفقية المؤثرة على الأعمدة في هذا الاتجاه تقاوم بأكملها بواسطة أعضاء خاصة مثل حوائط القص (Shear Walls) أو الأعمدة المرتبطة بشكالات أو مستندة إلى أكتاف خرسانية ، هذا و تعتبر الأعمدة غير مقيدة بخلاف ذلك ، أي إذا كانت الأعمدة في اتجاه معين هي التي تقاوم الأحمال الأفقية المؤثرة عليها .

(٣-٤-٤) جدران القص :

وهي عناصر إنشائية حاملة مقاومة للأحمال و القوى الأفقية و العمودية الواقعة عليها ، و تستخدم جدران القص بشكل أساسي لمقاومة القوى الأفقية الناتجة عن أحمال الزلازل و أحمال الرياح ، و تسلح جدران القص بطبقتين من الحديد و ذلك لزيادة مقاومتها للأحمال الأفقية ، و يجب أن تتوافر جدران القص في الاتجاهين ، كما يجب أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه و مركز ثقل المبنى اقل ما يمكن أن يكون و أن تكون هذه الجدر كافية لمنع أو تقليل عزوم اللي و أثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وعادة ترتكز جدران القص على أساس مستمر يتم تحديد إبعاده حسب القوى العمودية والأفقية القادمة من الجدار نفسه .

هذا و قد تم تحديد جدران القص و توزيعها في المبنى ، و تتمثل جدران القص في جدران بيت الدرج و جدران أخرى خارجية في الاتجاهين تبدأ من أساس المبنى حتى تصل إلى الطوابق النهائية ، ويوضح الشكل (٣-١٢) جدار قص مع الأساس الذي يرتكز عليه : -



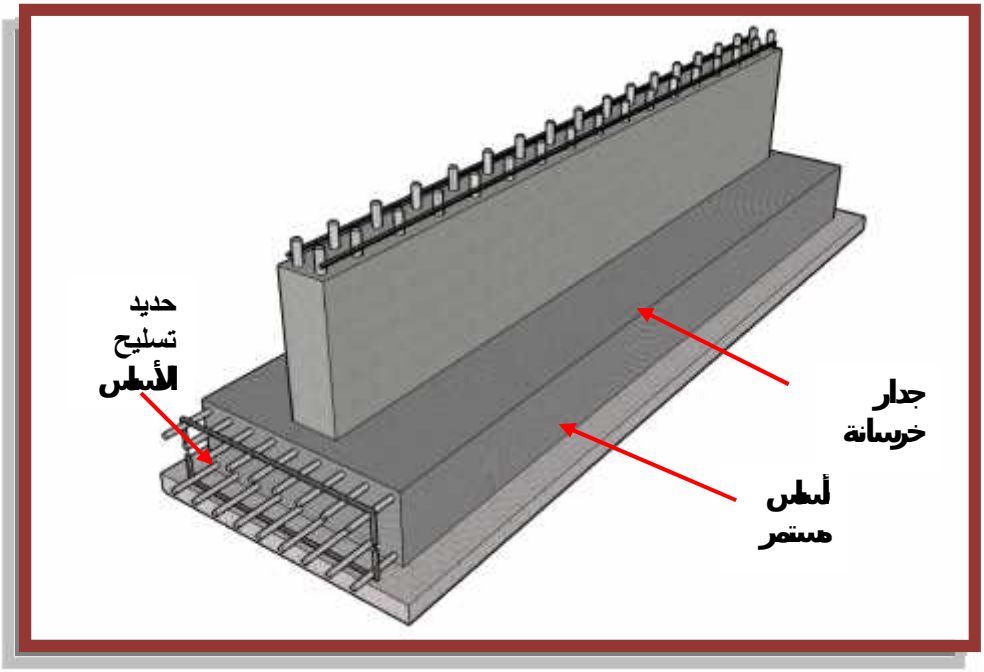
الشكل (٣-١٢) : جدار حائل (Shear Wall)

(٣-٤-٥) الأساسات :

الأساس هو حلقة الاتصال بين المنشأ والتربة التي تحمل هذا المنشأ ، حيث أن الأساس مسؤول عن نقل أحمال المنشأ بطريقة آمنة إلى التربة بحيث لاينتج عن هذه الأحمال تحرك ضار للتربة أسفل الأساس أو حوله ، إذ أن الأساس الجيد يجب أن يقاوم وزن المنشأ بالإضافة للأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل الأحمال الحية أو أحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة أخرى تبعا لنوع واستخدام المنشأ عن طريق توزيع الأحمال على التربة بشكل منتظم ومتجانس .

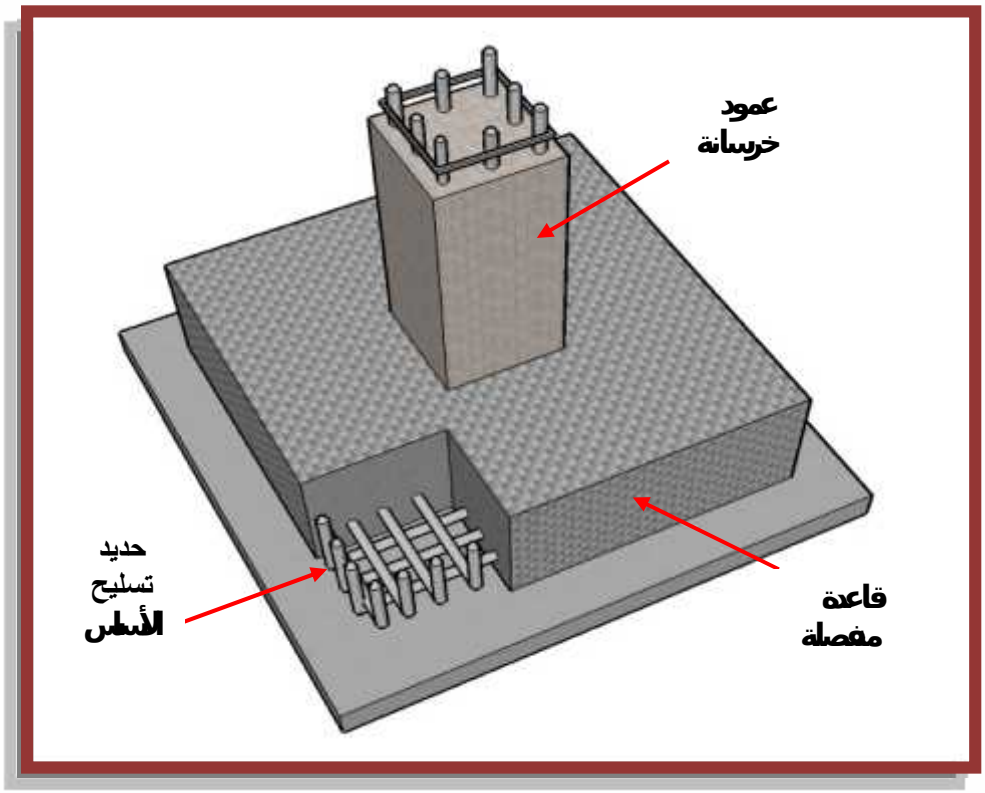
من الواضح أن الأساسات (القواعد) هي أخر العناصر التي يتم تصميمها ، علما بأن أول ما يتم تنفيذه في بناء أي منشأ هي الأساسات و يتم تحديد الأحمال الواقعة على الأساسات و ذلك من خلال الأحمال التي تنتقل من الجسور إلى الأعمدة ثم إلى الأساسات إضافة إلى وزن الأعمدة ، و بناءا على تلك الأحمال بالإضافة إلى موقع الأساس يتم تحديد نوع الأساس ، إذ أن الأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض وفي تلك الحالة يسمى الأساس بالسطحي (Shallow Foundation) ، اويكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ (التي تكون في العادة لذلك النوع من الأساسات الكبيرة) إلى طبقات التربة العميقة الأقوى ، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى ذلك الأساس بالعميق (Piles Foundation) ، وعادة ماينتهي الأساس تحت سطح الأرض حيث يبدأ المنشأ .

٣-٤-٥-١الأساسات المستمرة (Strip Footing) : و تستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها ، والشكل (٣-١٣) يبين الأساس المستمر وهو عبارة عن قاعدة لجدار مسلح :-



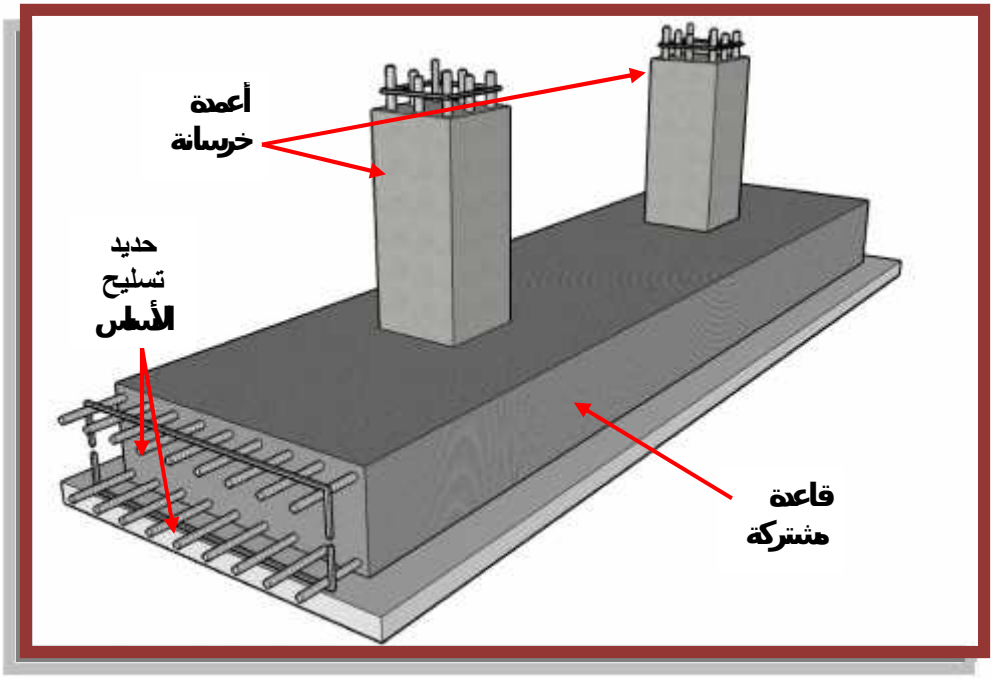
الشكل (٣-١٣) : أساس مستمر (Strip Footing)

٣-٤-٥-٢الأساسات المفصلة (Isolated Footing) : و تستخدم كأساس للأعمدة الخراسانية و المعدنية و غالبا ما تكون مستطيلة الشكل في المسقط الأفقي ، والشكل (٣-١٤) يوضح شكل القاعدة المنفصلة مع طريقة توزيع حديد التسليح خلالها :-



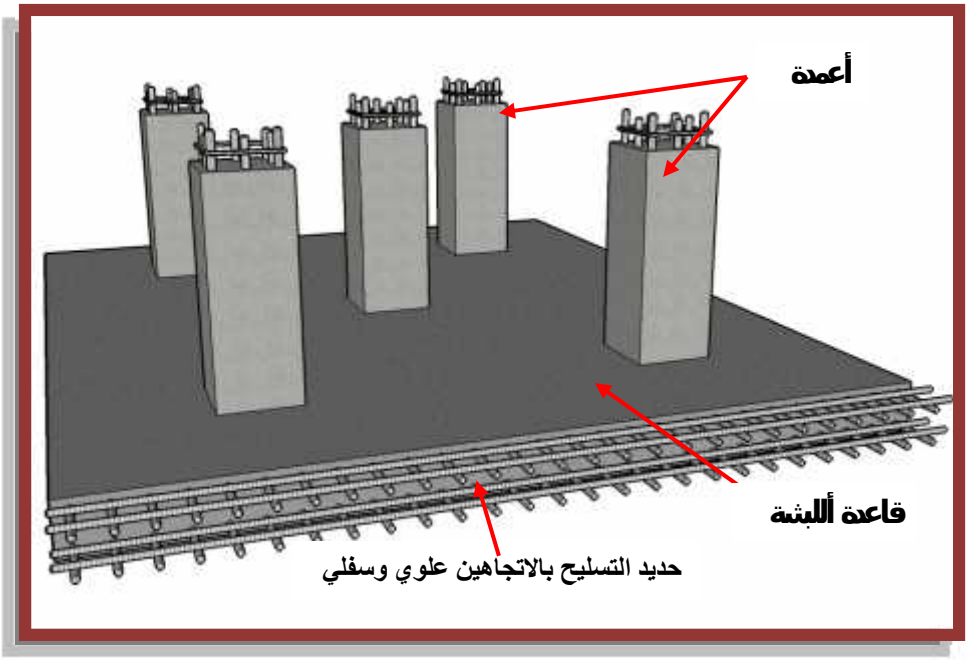
الشكل (3-14) : أساس مفصل مع عمود

٣-٤-٥-٣الأساسات المشتركة (Combined Footing) : و هي الأساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين كمقاومة عدم المركزية لعمود ، أو لتقارب عمودين أو أكثر . مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة ، أو لأسباب أخرى ، والشكل (٣-١٥) يوضح القاعدة مع أعمدة مركزه عليها بسبب قرب المسافة بين العمودين .



الشكل (٣-١٥) : أساس مشترك ذو عمودين

٣-٤-٥-٤أساسات أللبشة (Raft Foundation) : و تستخدم لأغراض عديدة ، و هو عبارة عن أساس مستمر للمنشأ كله ، أو لجزء من المنشأ حيث تنتقل إليه الأحمال من الأعمدة و الجدران و يوزعها على التربة ، والشكل (٣-١٦) يوضح شكل أساس أللبشة مع بعض الأعمدة التي تظهر على القاعدة بالإضافة إلى حديد التسليح :-

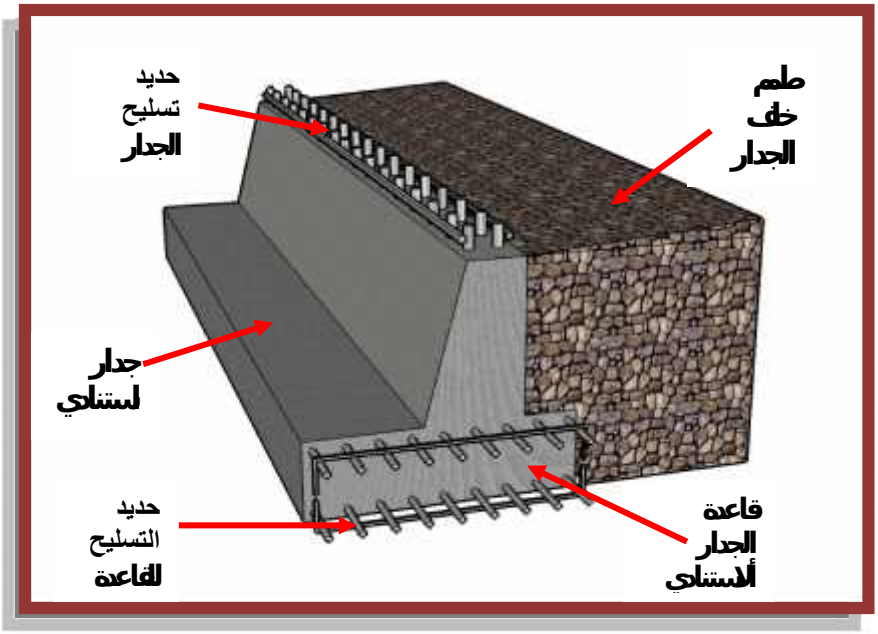


الشكل (٣-١٦) :قاعدة أللبشة تحوي عدة أعمدة

أما بالنسبة للأساسات العميقة (Deep Foundations) هي الأساسات التي يكون فيها عمق التأسيس مختلف باختلاف نوع المنشأ ونوع التربة إذا انه يكون على عمق يزيد عن (٥-٧) متر ، ويمثل في الأغلب على شكل خازوق تكون على شكل اسطوانات أي أن مقطعها يكون دائري ، ويقسم الأساس العميق إلى نوعين أساس يعتمد على الارتكاز وأخر يسمى أساس الاحتكاك ويمكن أن يجمع بين النوعين .

(٣-4-٦) الجدران الاستنادية :

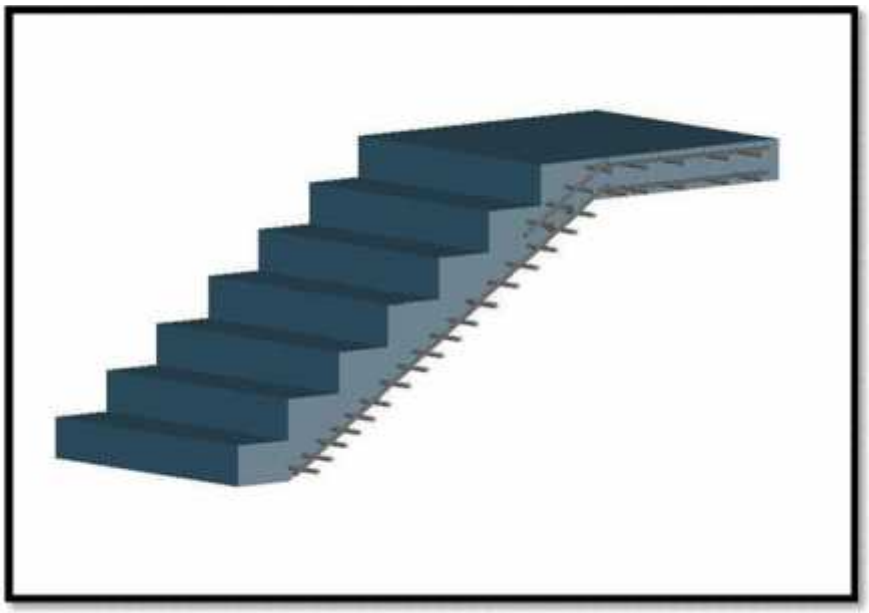
سيتم استخدام الجدران الاستنادية في طابق التسوية للمنشأ ، و ذلك كون أن التسوية تقع تحت منسوب الأرض الطبيعية ، و سيتم عمل تصميم لهذه الجدر بشكل مفصل ، هناك عدة أنواع من الجدران الاستنادية من أهمها الجدار ألاستنادي الداعم (Cantilever) ، والشكل (٣-١٧) يبن شكل الجدار المستخدم :



الشكل (٣-١٧) : جدار لستناي من نوع داعم

(٣-٤-٧)الأدراج:

الدرج هو عنصر إنشائي يستخدم للانتقال من مستوى إلى مستوى آخر، ويتم التعامل معها في عملية التصميم كبلاطة مصمتة.



الشكل (٣-١٨) الدرج

(٣-٤-٨)فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من ٤٠ إل ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥ م في الناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسب المياه من خلال فواصل التمدد .

CHAPTER 4 "DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS"

4-1 INTRODUCTION.

4-2 DESIGN OF ONE WAY RIBBED SLAB RIB (NO. 31).

4-3 DESIGN OF TWO WAY RIBBED SLAB

4-4 DESIGN OF TWO WAY SOLID SLAB

4-5 DESIGN OF BEAM (NO. 66).

4-6 DESIGN OF STAIR

4-7 DESIGN OF GRANDSTAND

4-8 DESIGN OF COLUMN (COL 11)

4-9 DESIGN OF BASEMENT WALL

4-10 DESIGN OF ISOLATED FOOTING

4-11 DESIGN OF COMBINED FOOTING

4-12 DESIGN OF WALL FOOTING FOR STAIR

4-13 DESIGN OF MAT FOUNDATION UNDER ELEVATOR

4-14 DESIGN OF THE WELL

4-15 DESIGN OF SHEAR WALL

CHAPTER FOUR

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

The strength of a structure depends on the strength of the materials from which it is made. For this purpose, design material strengths are specified in standardized ways.

Actual material strengths can't be known precisely. Structural strength depends, on the care with which a structure is built, which in turn reflects the quality of supervision and inspection. Members sizes may differ from specified dimensions, reinforcement may be out of position, poorly placed concrete may show voids, etc, and this can reduce the strength of the structure.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code-318-02.

So in this chapter we will explain the design of the structural element for this project, the dead load is calculated based on type of used materials, but the live load is chosen based on the values that are used in chapter three tables (2-3).

4-2 Determination of thickness

4-2-1 Determination of thickness for one- way ribbed slab

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

The overall depth of slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI Table (9.5.a).

Min h = L / 21 **for interior span**

Min h = 640 / 21 = 30.4 cm

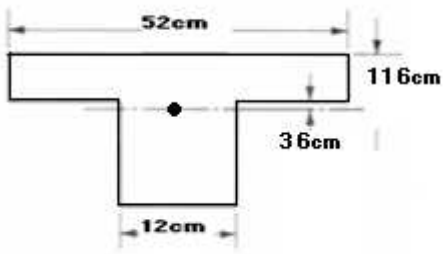
Min h = L / 18.5 **for exterior span**

Min h =633 / 18.5 = 34.2 cm

Min h = L / 16 **for simply support**

Min h =525 / 16 = 32.8 cm

4.2.2 Determination of thickness for two- way ribbed slab



$Y = \sum A\,Y / \sum A$

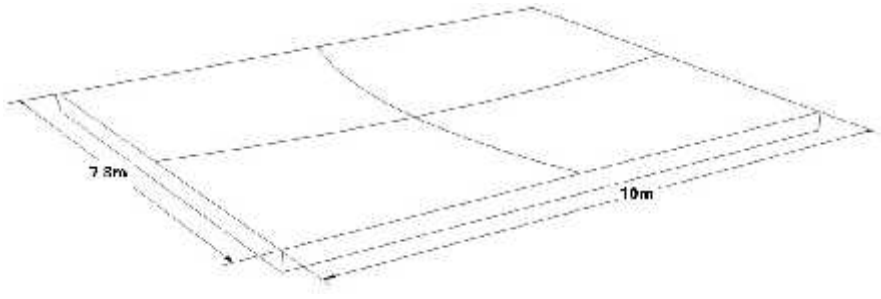
Y rib = (2*0.2*0.08*0.04)+(0.12*0.35*0.175) / (2*0.2*0.08) +(0.12*0.35)

=0.116m = 11.6 cm

$I_{rib} = (0.52)\,(0.116)^3/(3) - (0.52-0.12)\,(0.036)^3/(3) + (0.12)\,(0.234)^3/(3)$

$= 7.77 * 10^{-4}\ m^4/b$

$I_{slab1} = (7.77*10^{-4})\,(7.8)/\,0.52 = 116.55*10^{-4}$



$I_{slab2}= (7.77*10^{-4})\ (10)/\ 0.52 = 149.4*10^{-4}$

$I_b = (1/12)bh3= (1/12)\ (0.8)\ (0.35)3=2.86*10\text{-}3$

$\alpha_1 = I_b/ I_{slab} = 28.6*10\text{-}4/149.4*10^{-4} = 0.191$

$\alpha_2 = I_b/ I_{slab=} 28.6*10^{-4}/116.55*10\text{-}4 = 0.245$

$\alpha_m = \alpha_1+ \alpha_2 / 2= (.191+0.245)/ 2 = 0.218$

$0.2<\alpha_m < 2$

$h_m = L_n\ (0.8+ F_y/1400)/\ ((36+5\beta(\alpha_{m-0.2}))$…..eq…. ACI-318-02

$\beta = L_a/ L_b = 10/ 7.8 = 1.28$

$h_m = 10\ (0.8+ 420/1400)/\ (36+5*1.28(0.218\text{-}.2)) = 0.304$ m = 30.45cm

We select from one & two way rib slab , The Thickness Rib Slab = 35cm

Use an overall depth of 35 cm (27cm block) , and deflection must be considered .

4 –2-3 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 = 480 / 4 = 120 cm

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

b_E = C/C = 52 cm…….. Control

4-2-4 Dead load Calculation : -

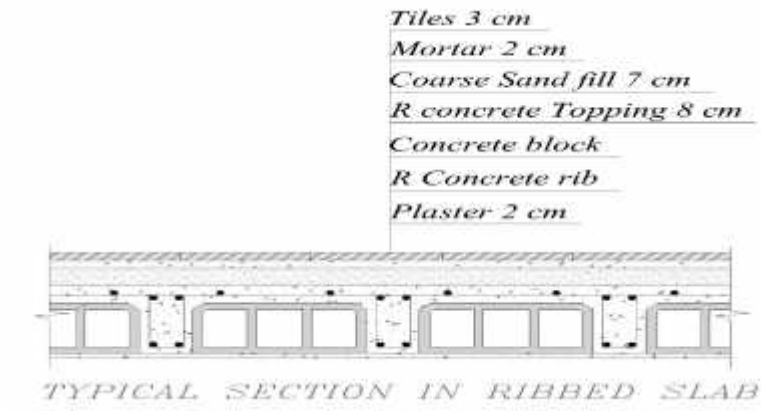


Figure (4-1) section in one way ribbed slab

Tiles	0.03*0.52*1*22 = 0.3432 kN/m of rib
Mortar	0.02*0.52*1*22 = 0.2288 kN/m of rib
Sand	0.07*0.52*1*16 = 0.5824 kN/m of rib
Topping	0.08*0.52*1*25 = 1.04 kN/m of rib
Block	0.4*0.27*1*10 = 1.08 kN/m.
Rib	0.27*0.12*1*25 = 0.81 KN/m of rib
Plaster	0.02*0.52*1*22 = 0.2288 KN/m of rib
partition	(1.25) (0.52) = 0.65 KN/m of rib

Nominal Total Dead Load = 4.9632 KN/m of rib

Factored Total Dead Load = 1.2*4.9632= 5.956 KN/m.

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5*1.6*0.52= 4.16 kN/m

4-2-5 Design of topping:-

Live load = 5 kN/m^2

Dead load:-

Tile =0.03*22=0.66 KN/ m^2 .

Motar =0.02*22 = 0.44 KN/ m^2 .

Sand =0.07*16=1.12 KN/ m^2 .

Topping = 0.08*25 =2 KN/ m^2 .

Partition =1.25 KN/ m^2 .

✍ Total Dead load = 5.47 KN/ m^2 .

$$Wu = 1.2\ (DL) + 1.6\ (LL)$$

$$= 1.2(5.47) + 1.6\ (5)$$

$$= 14.564\ kN/m^2.$$

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

$$Mu = \left(\frac{14.564 \times (0.4)^2}{12} \right) = 0.194 \text{ KN.m.}$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 0.00107 m^3$$

$$f_r = 0.42\sqrt{f'_c} = 0.42\sqrt{24} = 2.05$$
$$Mn = (f_r)(s)$$

Mn = (2.05)(0.00107) = 2.2 KN.m

$\Phi \times Mn = 0.55 \times Mn$ ($\Phi = 0.55$ for plain concrete)

$\Phi Mn = 0.55*2.2 = 1.21$ kN.m > Mu = 0.194 kN.m

✍ **No structural reinforcement is required**.

Minimum reinforced of slab is required according to ACI – COD:

For Shrinkage and Temperature:

As_{min} = 0.0018 × b × d

= 0.0018 × 100 × 8 = 1.44 cm².

➢ Use Φ 8 @ 20cm on center both ways

4-2-6 Rib Design (R31):

The length of spans are shown in figure (4-2) below .And the locations of Rib1 are shown in figure (4-3).

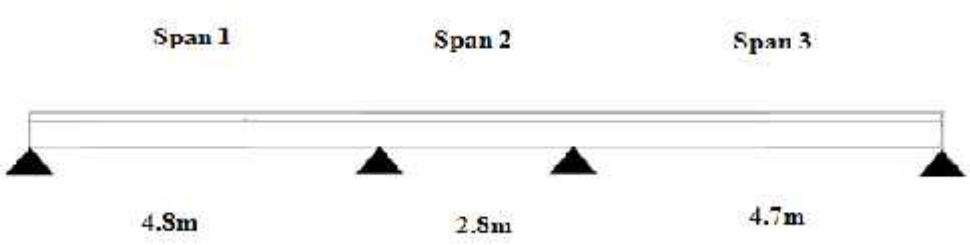


Figure (4-2) spans length

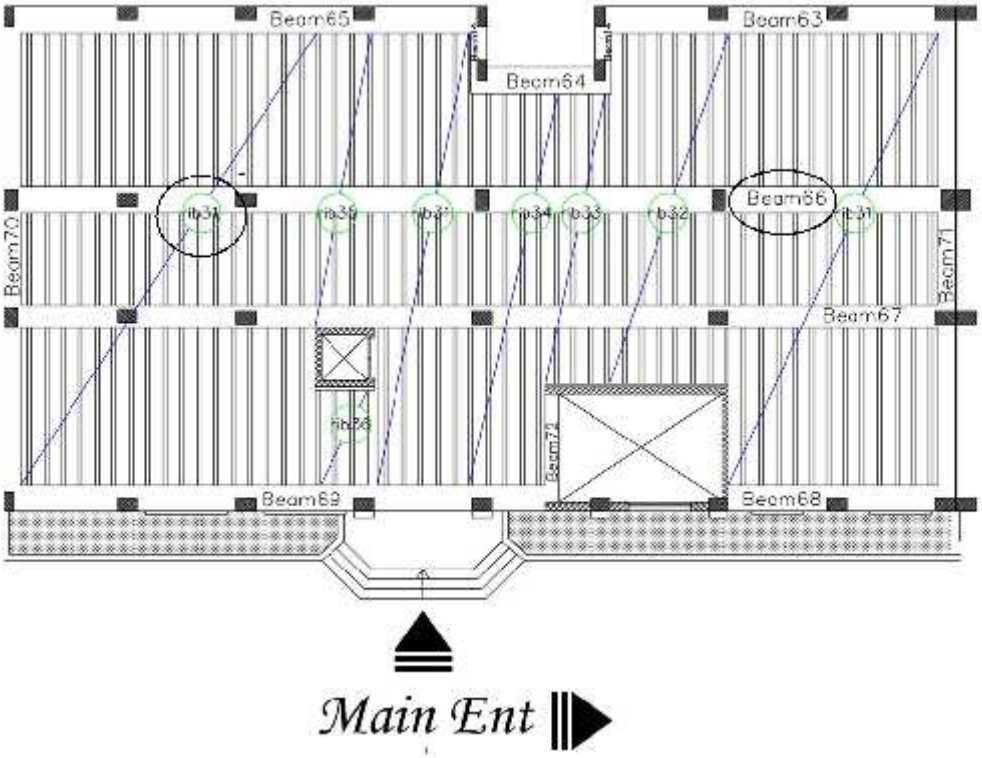


Figure (4-3) spans location

- Using ACI coefficient we get the following moment values for positive moment .

$$Wu = DL + LL = 5.956 + 4.16 = 10.12 \text{ KN/m}$$

4-2-7 Design for Positive Moment:

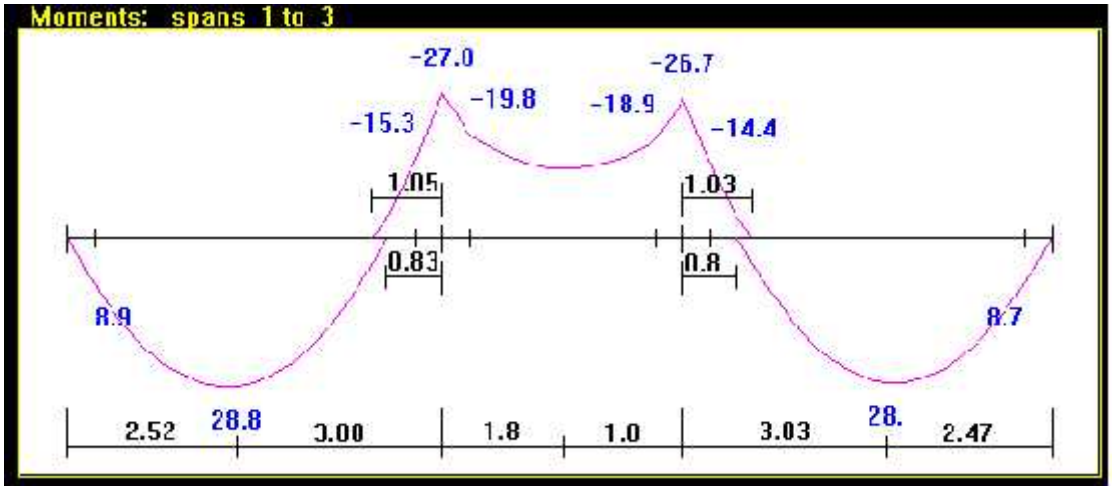


Figure. (4-4) The design moment for the Rib (R 31)

Design of Span 1 :

Mu max = 28.8 kN.m …….From Figure (4-4)

Check if a<t:

Assume a = t = 8 cm

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 350-20-8-6 = 316 mm

$Mn_f = 0.85 * fc * t_f * b_E *(d-t_f/2)= 0.85\ (24)\ (0.08)\ (0.52)(0.316-0.08/2)*1000$

=234.2 kN.m

$ØMn_f$ =0.9 *234.2 =210.8 KN.m

ØMn = 210.8 kN.m > Mu =28.8 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

➢ Design of rectangular section with b_E = 52 cm.

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28.8 * (10)^{-3}}{(.9)(0.520)(0.316)^2} = 0.615\ MPa$$

◦ $$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.615}{420}}\right) = 0.00148$$

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

$As_{req.} = 0.00148 \times 520 \times 316 = 243.2\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ……..} \text{ (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 $\geq$ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.

☞ As = 243.2 mm^2.

➢ Select 2Φ 14 With As = 306 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

306× 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

➢ a =12mm

B = 0.85

C= a /0.85 = 12/0.85=14.1

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (316-14.1)*(0.003) /(14.1) = 0.06

⇨0.06 > 0.005

⇨Ok

Design of Span ٢ :

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ..... (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 ≥ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.

➢ Select 2Φ 10 With As = 157 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

157× 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

➢ a =6.2mm

B = 0.85

C= a /0.85 = 6.2/0.85=7.29
ε_s = (d- C) (0.003)/C
ε_s = (316-7.29)*(0.003) /(7.29) = 0.12

⇨0.12 > 0.005
⇨Ok

Design of span (3):

Mu = 28 kN.m …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.52)(0.316)^2} = 0.6\,MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.6}{420}}\right) = 0.00148$$

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

$As_{req.} = 0.00148 \times 520 \times 316 = 243\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ …….. (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 ≥ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.
☞ As = 243 mm^2.

➢ Select 2Φ 14 With As = 306 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression
⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

306× 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

➢ a =12 mm

B = 0.85

C= a /0.85 = 12/0.85=14.1

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (316-14.1)*(0.003) /(14.1) = 0.06

⇨0.06 > 0.005

⇨Ok

4-2-8 **Design for Negative Moment:**

Support (2)

Mu = 19.8 kN.m ……. From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{19.8 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.12)(0.316)^2} = 1.83\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.83}{420}}\right) = 0.0046$$

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

$As_{req.} = 0.0046 \times 120 \times 316 = 174.4\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ……..} \quad \text{(ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 $\geq$ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.

☞ As = 174.4 mm^2.

➢ Select 2Φ 12 With As = 226 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

226× 420 = 0.85 × 24 × 120 × a

➢ a =38.8mm

B = 0.85

C= a /0.85= 38.8/0.85=45.6

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (316-45.6)*0.003) /(45.6) = 0.018

⇨0.018 > 0.005

⇨Ok

Support (3)

Mu = 18.9 kN.m …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{18.9 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.12)(0.316)^2} = 1.75\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.75}{420}}\right) = 0.0043$$

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

$As_{req.} = 0.0043 \times 120 \times 316 = 163\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ……..} \text{ (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 $\geq$ 126.4 mm2

➢ Asmin. =1.264 cm^2.
☞ As = 163mm^2.

➢ Select 2Φ 12 With As = 226 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

226× 420 = 0.85 × 24 × 120 × a

➢ a =38.8 mm
B = 0.85
C= a /0.85= 38.8/0.85=45.6
$\mathcal{E}_s$ = (d- C) (0.003)/C
$\mathcal{E}_s$ = (316-45.6)*0.003) /(45.6) = 0.018

⇨0.018 > 0.005
⇨Ok

4-2-9 Design of shear reinforcement:

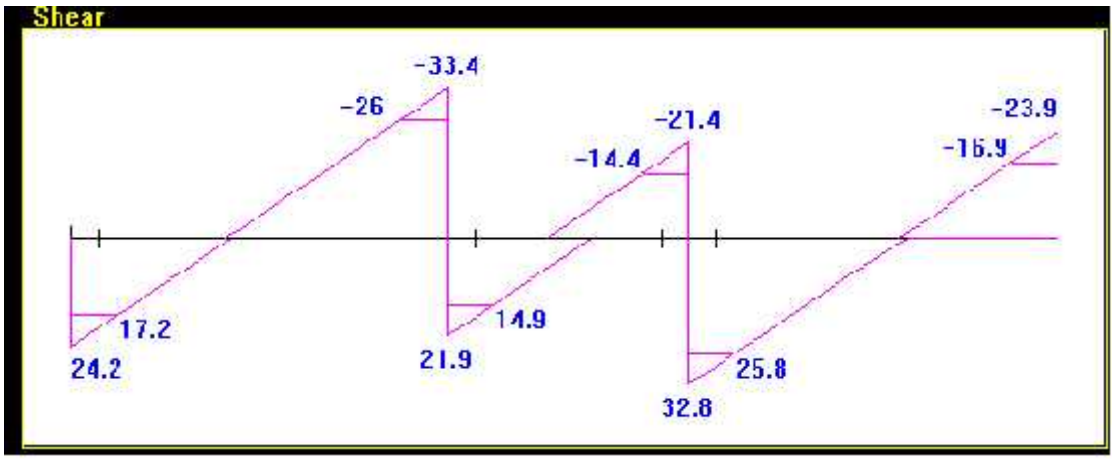


Figure. (4-5) The design Shear for the Rib (R 31)

Vu max = 26kN …… From Figure (4-5).

¤$Vc = 0.75(\sqrt{24})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(0.120)(0.316)*1000/6 = 23.6KN$

1.1ΦVc =1.1* 23.6 KN≥Vu max = 25.8 KN

No shear reinforcement is required. According to category 2 for joist construction

Use Φ8 @ 20 cm.

4-3 Design of Two way Ribbed slab:

4-3-1 Dead Load Calculation :-

Tiles	0.03*0.55*0.55*22 = 0.19965 kN/0.55*0.55of rib
Mortar	0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331 kN/0.55*0.55of rib
Sand	0.07*0.55*0.55*16 = 0.3388 kN/0.55*0.55of rib
Topping	0.08*0.55*0.55*25 = 0.605 kN/0.55*0.55of rib
Block	0.4*0.27*0.4*10 = 0.432 kN/0.55*0.55of rib
Rib	0.27*0.15*(0.55+0.4)*25 = 0.962 kN/0.55*0.55of rib
Plaster	0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331 kN/0.55*0.55of rib
partition	(1.25) (0.55) *0.55 = 0.378 kN/0.55*0.55of rib

Dead Load =3.18 kN/0.55*0.55of rib

Dead Load per unit area = 3.18 / 0.55*0.55= 10.5 KN/m^2

Live Load = 5 KN/ m^2

q_u =1.2 D + 1.6 L = 20.6 KN/m^2

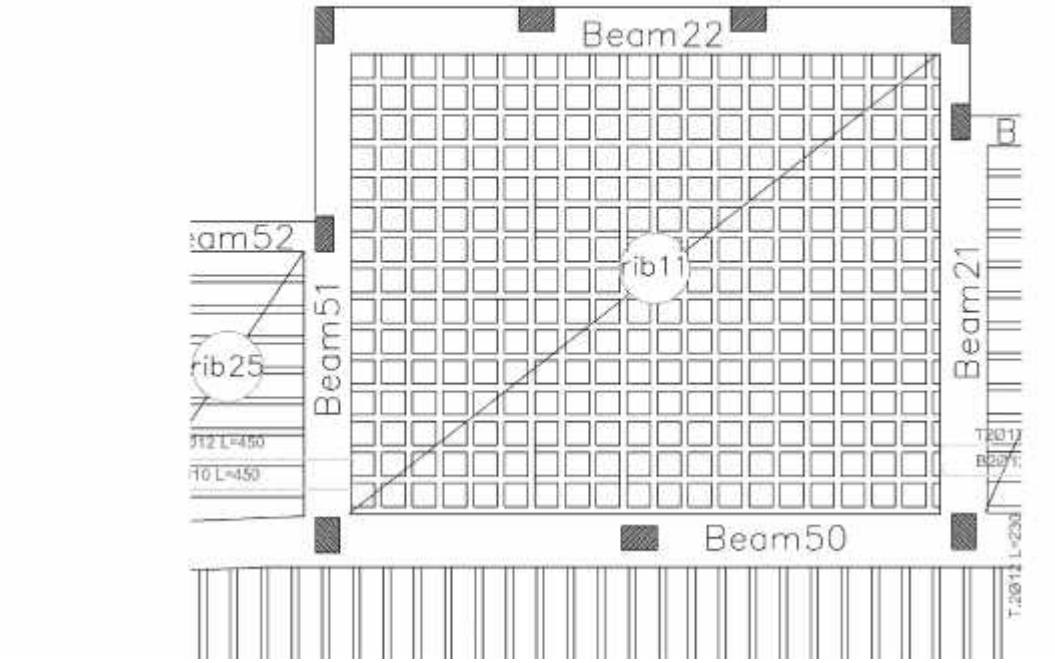


Figure (4-6) Location of Two way Rib.

La/ Lb = 7.8/10 = 0.8

From Table (12-6) :

Case (4)

Wa = 0.71

Wb =0.29

ΦVc ≥Vu

Vu= Wb* total load *(0.55/La)

Vu= (0.29/2)*20.6*7.8*10*(0.55/7.8)

Vu =16.42 KN

$¤Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(0.15)(0.316)*1000/6 = 29KN$

No shear reinforcement is required

Use Φ8 @ 20 cm.

4-3-2 Designs of moment

4-3-2-1 Design of positive moment:

From table (12-4)

Cadl=0.039

Cbdl=0.016

Madl = Cadl * W * $(La)^2$

Mbdl = Cbdl * w * $(Lb)^2$

From table (12-5)

Call = 0.048

Cbll = 0.02

Mall = Call * W * $(La)^2$

Mbll = Cbll * w * $(Lb)^2$

Ma (pos) ={ (0.039*12.6*$(7.8)^2$) +(0.048*8* $(7.8)^2$)} *0.55

Ma (pos) = 37 KN.m / rib

Mb (pos) ={ (0.016*12.6*$(10)^2$) +(0.02*8* $(10)^2$)} *0.55

Mb (pos) = 20 KN.m / rib

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 350-20-8-6 = 316 mm

Mn_f=0.85 * fc * t_f * b_E *(d-t_f/2)

Mn_f = 0.85 (24) (0.08) (0.55)*(0.316-0.08/2)*1000

=247.74kN.m

ØMn_f =0.9 *247.74=222.96 KN.m

ØMn = 222.96 kN.m > Mu =38 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 55 cm

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{37 * (10)^{-3}}{(.9)(0.55)(0.316)^2} = 0.75\ MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.75}{420}}\right) = 0.00182$$

A_s = 0.00182*(550)* (316) = 315 mm^2 > $A_{s\ min}$ =126.4 mm^2

Select $A_s = 315\ mm^2$

Use 2 Φ 16 mm , $A_s = 402\ mm^2$ in Both direction (X & Y).

4-3-2-2 Designs of Negative moment :

From table (12-3)

Ca neg = 0.071

Cb neg = 0.029

Mna neg = Ca neg * qu * $(La)^2$ *0.55

Mna neg = 0.071*20.6*$(7.8)^2$*0.55

Mna neg = 49 KN/rib

Mnb neg = Cb neg * qu * $(Lb)^2$ *0.55

Mnb neg = 0.029*20.6*$(10)^2$*0.55

Mnb neg = 33 KN/rib

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{49 * (10)^{-3}}{(.9)(0.15)(0.316)^2} = 3.6\,MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.6}{420}}\right) = 0.0096$$

$A_s = 0.0096*(150)*(316) = 455\ mm^2 > A_{s\,min} = 126.4\ mm^2$

Select $A_s = 455\ mm^2$

Use 2 Φ 18 mm , $A_s = 509\ mm^2$ in Both direction (X & Y).

4-4 Design of Two way solid slab:

4-4-1 Determination of Thickness:

$Ly = 5.5m$

$Lx = 3.9m$

$\frac{Ly}{Ly} = \frac{5.5}{3.9} = 1.4 < 2.0$

$\therefore \ Two \ way$

minimum thickness of the tow way solid slab is to be determined by the following equation:

$h_{\min} = \frac{per}{180}$

$Not \ less \ than \ 5in$

$h = \frac{18.9}{180} = 0.105m$

$Select \ h = 15cm$

$15cm > 5in = 12.55cm.....ok$

4-4-2 Dead Load Calculation :-

slab = 0.15*1*1*25 = 3.7 kN/ m2

DL = 3.7 KN/m2

SL = 1 KN/ m2

qu =1.2 D + 1.6 L = 6 KN/m2

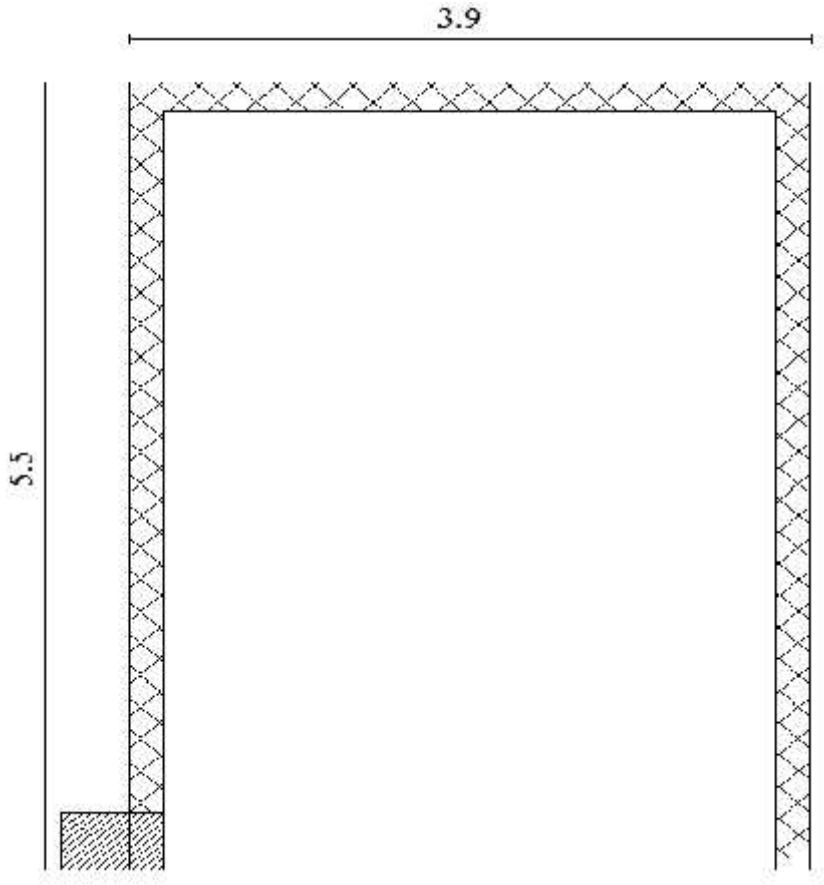


Figure (4-7) Location of Two way solid.

La/ Lb= 3.9/5.5 = 0.7

From Table (12-6) :

Case (1)

Wa = 0.81

Wb =0.19

ΦVc ≥Vu

Vu= Wb* total load *(0.55/La)

Vu= (0.19)* 6*3.9*5.5*(1/3.9)

Vu =6.27 KN

$\text{¤}Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(1)(0.116)*1000/6 = 71KN$

No shear reinforcement is required

4-4-3 Designs of moment

4-4-3-1 Design of positive moment:

From table (12-4)

Cadl=0.068

Cbdl=0.016

Madl = Cadl * W * (La) 2

Mbdl = Cbdl * w * (Lb) 2

From table (12-5)

Call = 0.068

Cbll = 0.016

Mall = Call * W * (La) 2

Mbll = Cbll * w * (Lb) 2

Ma (pos) ={ (0.068*4.44*(3.9) 2) +(0.068*1.6* (3.9) 2)}

Ma (pos) = 6.3 KN.m / rib

Mb (pos) ={ (0.016*4.44*(5.5) 2) +(0.016*1.6* (5.5) 2)}

Mb (pos) = 3 KN.m / rib

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 150-20-8-6 = 116 mm

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6.3*(10)^{-3}}{(.9)(1)(0.116)^2} = 0.52\ MPa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.52}{420}}\right) = 0.00125$$

$A^s = 0.00125*(1000)*(116) = 146\ mm^2 \leq A^{s\ min} = 270\ mm^2$

$A^{s\ min} = 0.0018*1000*150 = 270\ mm^2$

Select $A^s = 270\ mm^2$

Use Φ 12@35 cm , in Both direction (X & Y).

4-4-3-2 Designs of Negative moment :

$A^{s\ min} = 0.0018*1000*150 = 270\ mm^2$

Select $A^s = 270\ mm^2$

Use Φ 10@25 cm , in Both direction (X & Y).

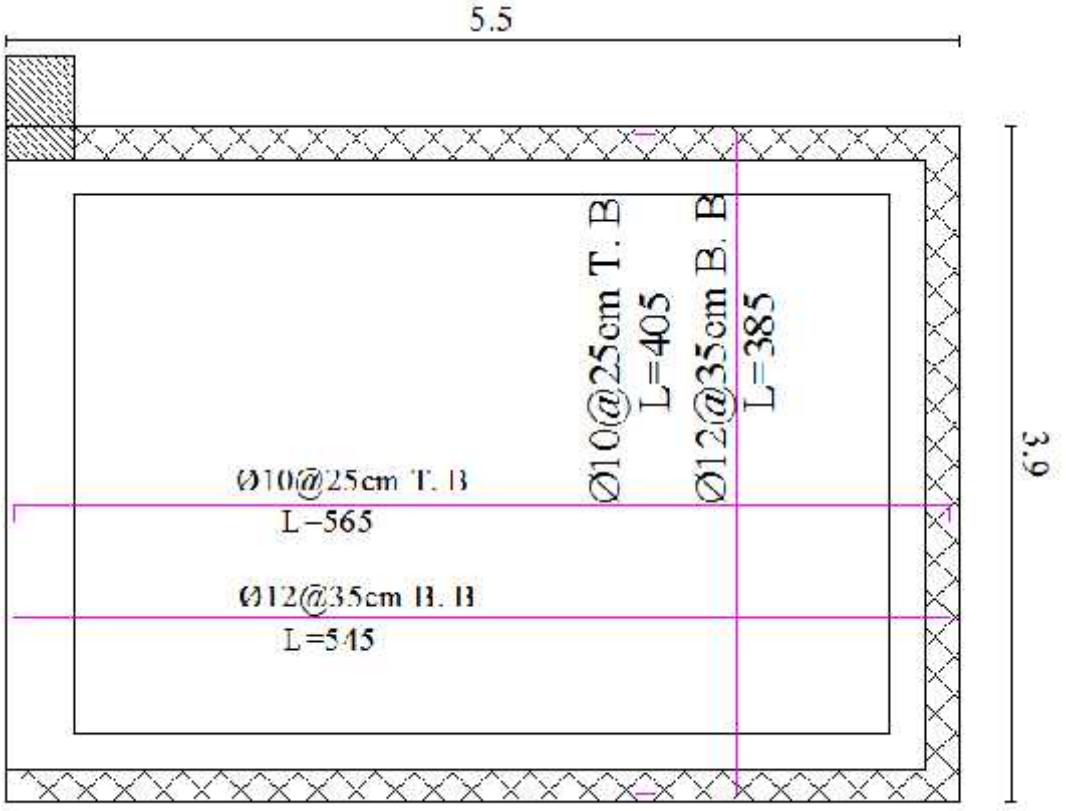


Figure (4-8) two way solid slab

4-5 Design of Beams - (B66):

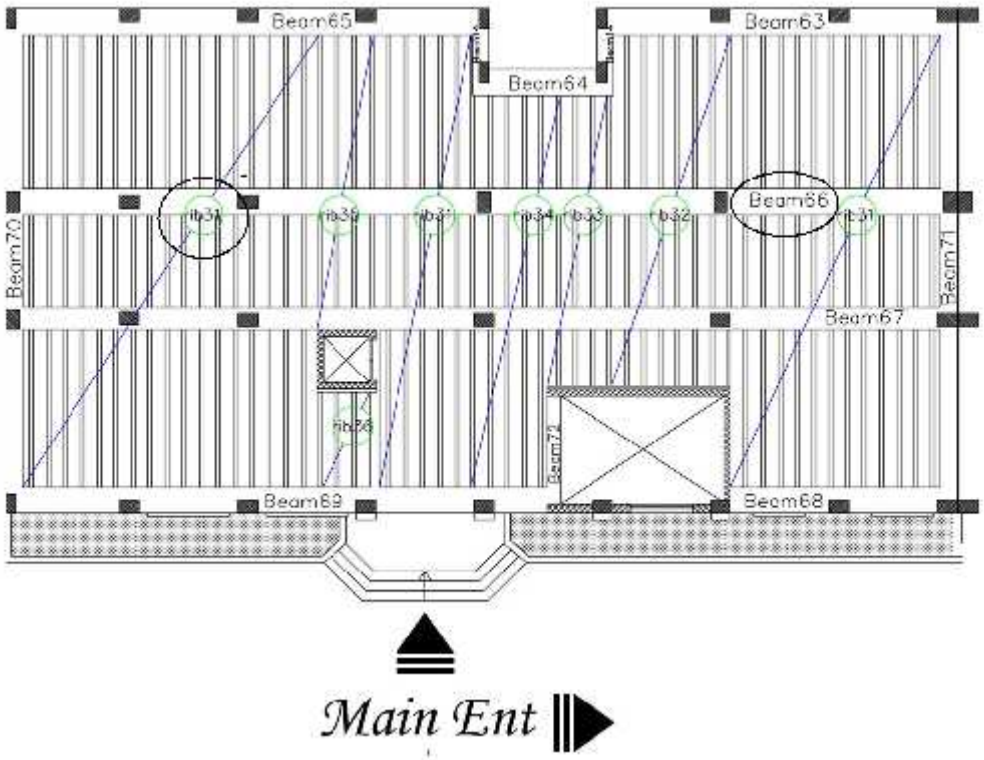


Figure (4-9) Location of Beam No. 66.

4-5-1 Design moment of beam (66):

Determination of beam Thickness :

Span (1):

h min = L / 18.5 For exterior span

h min = 720 /18.5 = 38.9 cm

h min = L / 21 For interior span

h min = 720/21 = 34.3 cm

Use an overall depth of 50cm

d = h -Cover - d-ds/2 = 500-40-10-10 = 440 mm.

Determine whether the Beam will act as rectangular :

Mu_{max} = 598 kN.m . for all spans . ……..From Figure (4-10).

Mn_{req} =552.9/0.9 =614.33 KN.m

$$\rho = 0.4 * 0.85\left(\frac{fc'}{fy}\right)B * \frac{600}{600 + FY} = 0.4 * 0.85\left(\frac{24}{420}\right) * 0.85 * \frac{600}{600 + 420} = 0.0097$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

Rn = ρ*fy (1 – ρm/2)

= 0.0097*420*(1-(0.0097*20.59/2) = 3.67 Mpa

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{614.33 * (10)^{-3}}{(b)(0.44)^2} = 3.67\ Mpa$$

B = 0.86 m

Select B = 90 cm

4-5-2 Design of Positive Moment:-

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(900)(440) \geq \frac{1.4}{420}(900)(440)$$

$$A_s\ \min = 1154.8\ mm^2 \geq 1320\ mm^2$$

$$A_s\ \min = 1320\ mm^2$$

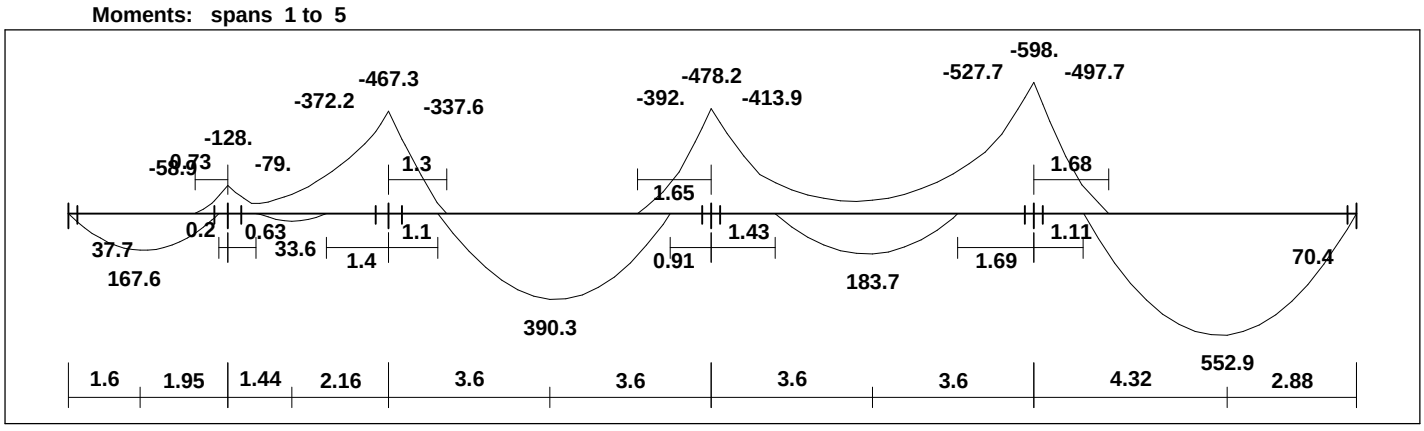


Figure. (4-10) The design moment for the beam (B 66)

Span (1):

Mu = 167.6 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{167.6 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 1.069\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.069}{420}}\right) = 0.0026$$

A_s = 0.0026*(900)* (440) = 1029.6 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

As = 1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm

C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005

⇨Ok

Span (2):

Mu = 33.6 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{33.6 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 0.214\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.214}{420}}\right) = 0.0005$$

A_s = 0.0005*(900)* (440) = 198 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

Select As min = 1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm

C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005

⇨Ok

Span (3):

Mu = 390.3 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{390.3 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 2.49\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.49}{420}}\right) = 0.0063$$

A_s = 0.0063*(900)* (440) = 2494.8 mm^2 > A_s min

Use 6 Φ 25 mm , A_s = 2946 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(2946) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 67.4 mm

C= a /0.85 = 67.4/.85 =79.3
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440-79.3)*(0.003) /(79.3) = 0.014

⇨0.014 > 0.005 OK

Span 4:

Mu = 183.7 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{183.7 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 1.17\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.17}{420}}\right) = 0.0029$$

A_s = 0.0029*(900)* (440) = 1148.4 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

Select A_s min =1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm
C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005
⇨Ok

Span 5:

Mu = 552.9 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{552.9 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 3.53\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 3.53}{420}}\right) = 0.0093$$

A_s = 0.0093*(900)* (440) = 3682.8 mm^2 > A_s min

Use 8 Φ 25 mm , A_s = 3928 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(3928) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 89.9 mm

C= a /0.85 = 89.9/.85 =105.8

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440-105.8)*(0.003) /(105.8) = 0.01

⇨0.01 > 0.005 OK

4-5-3 Negative moment reinforcement

Support (2)

Mu = 79 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{79 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 0.5\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.5}{420}}\right) = 0.0012$$

A_s = 0.0012*(900)* (440) = 475.2 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

A_s min =1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm
C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87
ε_s = (d- C) (0.003)/C
ε_s = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005
⇨Ok

Support (3)

Mu = 372.2 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{372.2*(10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 2.37\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*2.37}{420}}\right) = 0.006$$

A_s = 0.006*(900)* (440) = 2376mm^2 >A_s min

Use 8Φ 20 mm , A_s = 2512 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(2512) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 57.46mm
C= a /0.85 = 57.46/.85 = 67.6
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440 – 67.6)*(0.003) /(67.6) = 0.017

⇨0.017 > 0.005
⇨Ok

Support (4)

Mu = 413.9 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{413.9 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 2.64\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.64}{420}}\right) = 0.0068$$

A_s = 0.0068*(900)* (440) = 2692.8 mm^2 >A_s min

Use 6Φ 25 mm , A_s = 2946 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(2946) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 67.4mm
C= a /0.85 = 67.4/.85 = 79.3
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440 – 79.3)*(0.003) /(79.3) = 0.014

⇨0.014 > 0.005
⇨Ok

Support (5)

Mu = 527.7 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{527.7 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 3.37\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 3.37}{420}}\right) = 0.009$$

A_s = 0.009*(900)* (440) = 3564 mm^2 >A_s min

Use 8Φ 25 mm , A_s = 3928 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(3928) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 89.9mm

C= a /0.85 = 89.9/.85 = 105.8

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440 – 105.8)*(0.003) /(105.8) = 0.009

⇨0.009 > 0.005

⇨Ok

4-5-4 Design of Shear Reinforcement:

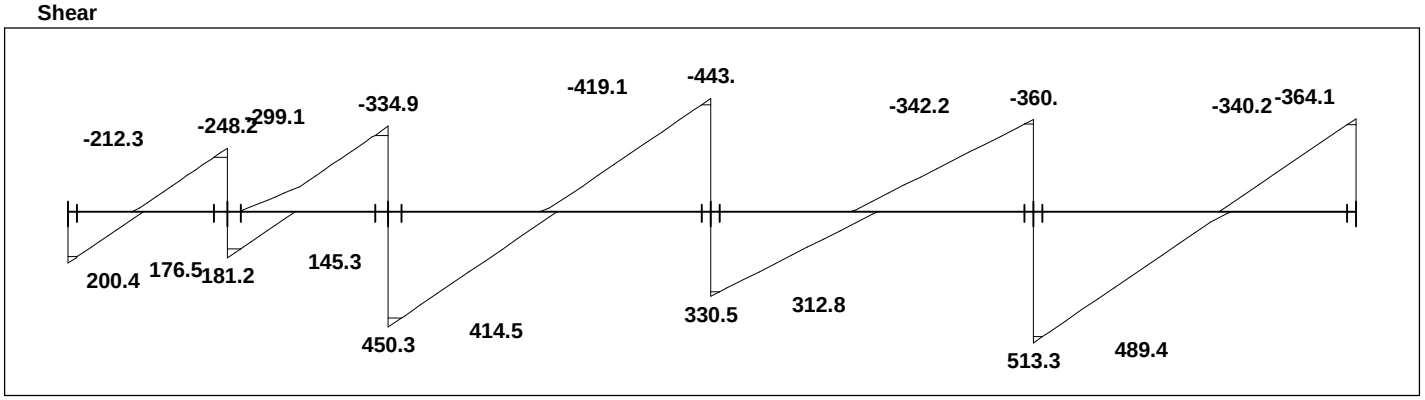


Figure. (4-11) The design Shear for the beam B (66)

V_u =489.4 KN……..As shown in Fig. (4.11)

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

$$\text{¤}Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(900)(440)/6 = 242.5KN .$$

$\Phi Vs \min = 0.75\ (1/3)*b*d = 0.75*(1/3)*900*440*10^{-3} = 99$ KN

$\Phi V_c + \Phi Vs_{\min} = 242.5 + 99 = 341.5$ KN

$$\text{¤}Vc + \text{¤}Vs \min = 341.5KN \le Vu = 489.4KN \le 3\text{¤}Vc = 727.5KN$$

➢ Category (4) Satisfy

$\text{Req}\,\Phi Vs = Vu \max - \Phi Vc$.

$\text{Req}\,\Phi Vs = 489.4 - 242.5 = 246.9$ KN

But:

$$Ø \times Vs = 0.75 \times \frac{\sqrt{Fy}}{S} \times Av \times d$$

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

Select Ø10 with 4 legs, So:

$$Av = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \text{No of legs}$$

$$Av = 3.14 \times \frac{10^2}{4} \times 4$$

$$\text{➢}Av = 314\ mm^2$$

☞$S = (0.75*420*314*440) / (246.9*10^3)$

$S = 176.3mm = 17.6$ cm

$S \le d/2 = 44/2 = 22$ cm

$S \le 60$ cm

use the smallest value of the imitations

☞ Select S =15 cm

⇨Use Ø10 @15 cm

4-6 Design of stair:

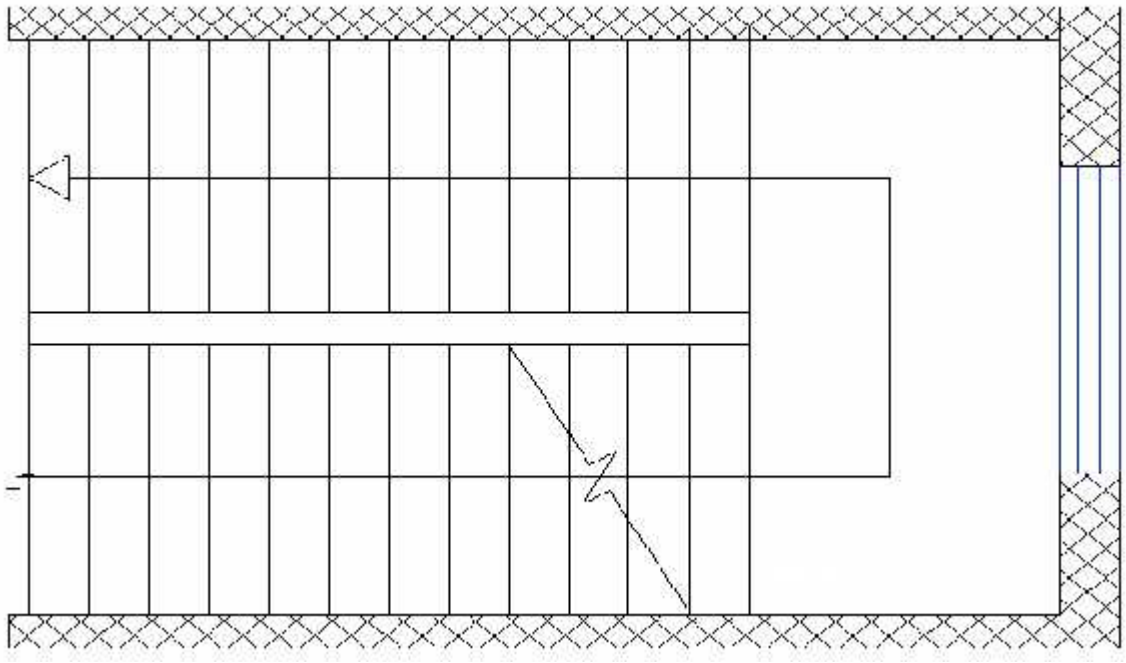


Figure (4-12) stair

4-6-1 Determination of Slab thickness:

$$h_{\min} = \frac{span}{20}$$

$$h_{\min} = \frac{4.40}{20} = 0.22\ m$$

Use $h_{\min} = 25\ cm$

4-6-2 Load calculation:

Dead Load:

$$\text{Tiles} = \frac{(0.17+0.35)\times 0.03\times 22}{0.3} = 1.15\ KN/m$$

$$\text{Morter} = \frac{(0.17+0.3)\times 0.02\times 22}{0.3} = 0.7\ KN/m$$

$$\text{Stair} = \frac{0.5\times 0.3\times 0.17\times 24}{0.3} = 2.04\ KN/m$$

$$\text{Concret} = \frac{0.25\times 25}{\cos 30} = 7.2\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = \frac{0.02\times 22\times 1}{\cos 30} = 0.51\ KN/m$$

Dead Load for landing :

$$\text{Concret} = 0.25\times 25 = 6.25\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = 0.02\times 22 = 0.44\ KN/m$$

$$\text{Morter} = 0.02\times 22 = 0.44\ KN/m$$

$$\text{Tiles} = 0.03\times 22 = 0.66\ KN/m$$

Total Load:

$$D.L_{total} = 11.6\ KN/M$$

$$L.L_{total} = 5\ KN/M$$

$$D.L_{total}\,lan = 7.8\ KN/M$$

$$L.L_{total}\,lan = 5\ KN/M$$

From ater pro.We get

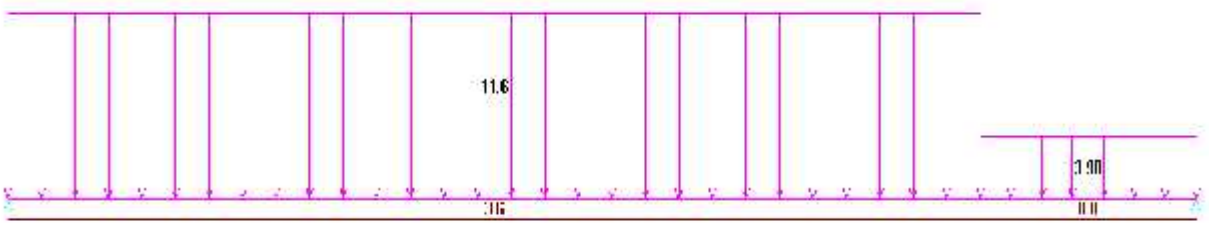


Figure (4-13) dead load diagram

Mu =50.9KN/M

Vu =37.6 KN/M

h =25 cm

Assuming Ø 12 for main reinforcement-:

So, d =250-20-6 = 224 mm

Take d= 224 mm

4-6-3 Design of shear:

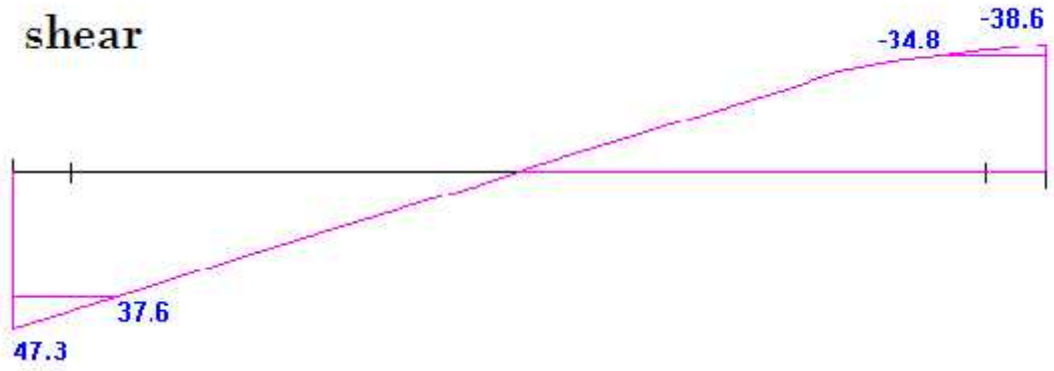


Figure (4-14) shear diagram

Vu =37.6 KN.

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

$$¤Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.224 \times 10^3}{6} = 137.2KN$$

Vu =37.6 KN< Ø.Vc =137.2 KN.

No shear Reinforcement is required OK

4-6-4 Design of Bending Moment

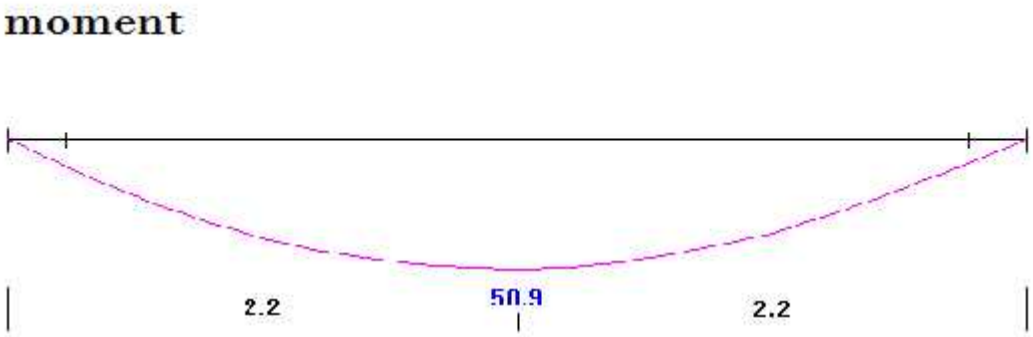


Figure (4-15) bending moment

- Mu =50.9KN.m.

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{50.9}{0.9} = 56.5\ KN..m$$

d =22.4cm.

- $K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$

$$K_n = \frac{56.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.224^2} = 1.13MPa\ .$$

- $m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.13}{420}}\right) = 0.0028$$

As req =0.0028×1000×224 =620

- $As_{\min} \geq \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$

$$\geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(224) \leq \frac{1.4}{420}(1000)(224)$$

$$653.2 \leq 746.6$$

$$so \quad As_{\min} = 746.6\ mm^2$$

A_s min =746..6 ≥ A_s *req* =620

A_s min =746.6mm^2 …….Control.

$$\#\,\text{Of Bars} = \frac{746.6}{154} = 4.84$$

Use ¤14 @ 20 cm…..…..…... With As = 1000 / 200×153 = 765mm².

4-6-5 Check for yielding:

- Tension =Compression

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

$$765 \times 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.75mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.75}{0.85} = 18.53mm$$

$$£_s = \frac{224 - 18.53}{18.53} * 0.003$$

$$£_s = .0332 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4-6-6 Development length of the bars:

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

$$L_d = \frac{420}{2\times\sqrt{24}}\times 1\times 1\times 1\times 1.2 = 52cm$$

$$L_d = 60\ cm$$

4-6-7 Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5}\times As_{req} = \frac{1}{5}\times 765 = 153mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times 1000\times 250 = 450mm^2$$

Use ¤10 @ 15 cm …..…..…..…..…. With As = (1000 / 150) * 78.5 = 524mm².

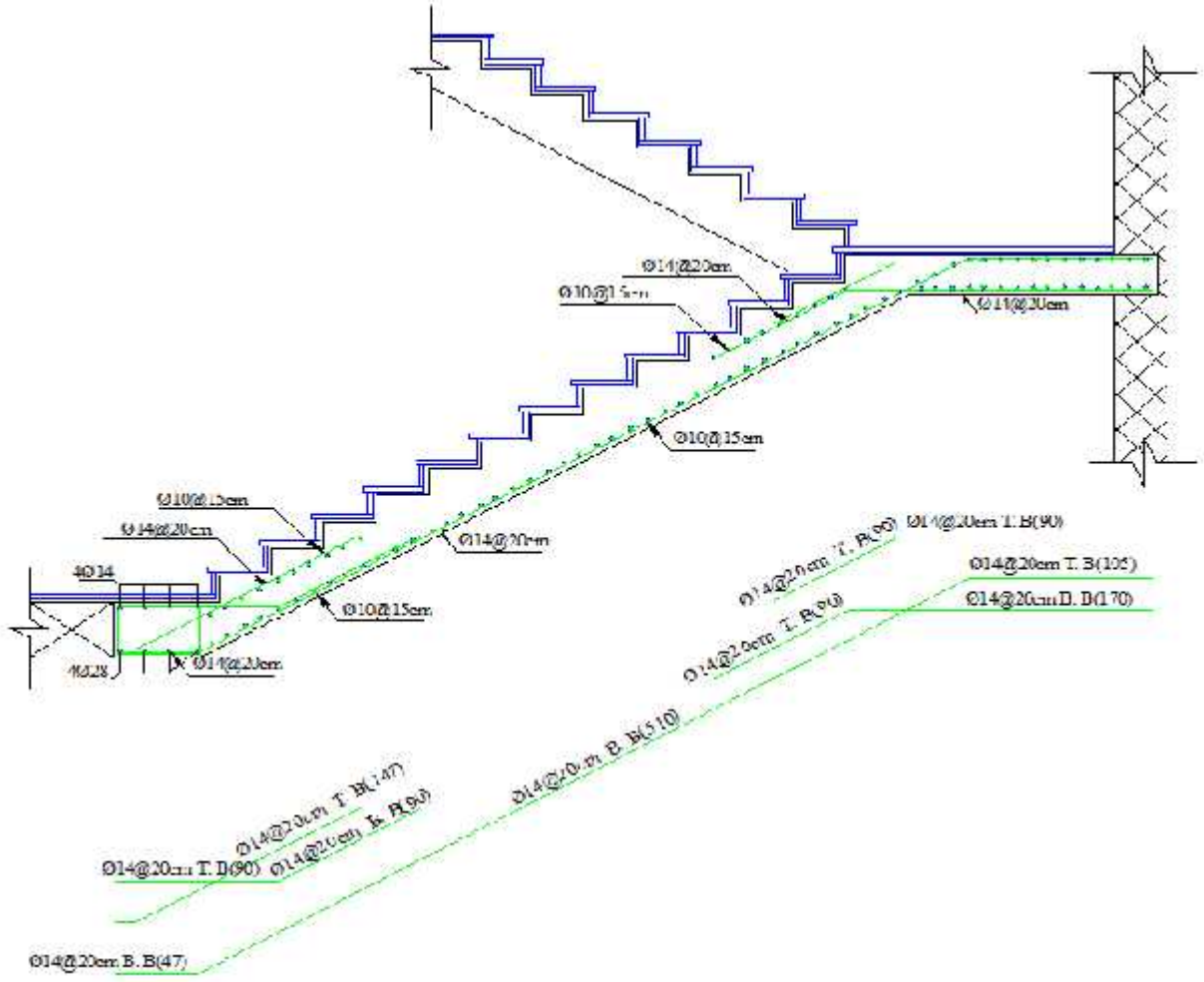


Figure (4-16) stair reinforcement

4-7 Design of grandstand:

4-7-1 Determination of Slab thickness:

$$h_{\min} = \frac{span}{20}$$

$$h_{\min} = \frac{4.65}{20} = 0.23\,m$$

$$Use \quad h_{\min} = 25\,cm$$

4-7-2 Load calculation:

Dead Load:

chair = 0.1 KN/m

$$\text{Tiles} \quad = \frac{(0.3+0.8)\times 0.03\times 22}{0.8} = 0.91 KN/m$$

$$\text{Morter} \quad = \frac{(0.30+0.8)\times 0.02\times 22}{0.8} = 0.6\ KN/m$$

$$\text{Stair} \quad = \frac{0.5\times 0.3\times 0.8\times 24}{0.8} = 3.6\ KN/m$$

$$\text{Concret} \quad = \frac{0.25\times 25}{\cos 30} = 7.3\ KN/m$$

$$\text{Plaster} \quad = \frac{0.02\times 22\times 1}{\cos 30} = 0.51\ KN/m$$

Total Load:

$$D.L_{total} = 13\ KN/M$$

$$L.L_{total} = 5\ KN/M$$

Factored load

$$q_u \quad = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2\times 10.393 + 1.6\times 5 = 23.6\ KN/m$$

For one meter Strip, q_u =23.6 KN/m.

From ater pro.We get

Mu =44.5KN/M

Vu =52.5 KN/M

h =25 cm

Assuming Ø 12 for main reinforcement-:

So, d =250-20-6 = 224 mm

Take d= 224 mm

4-7-3 Design of shear-:

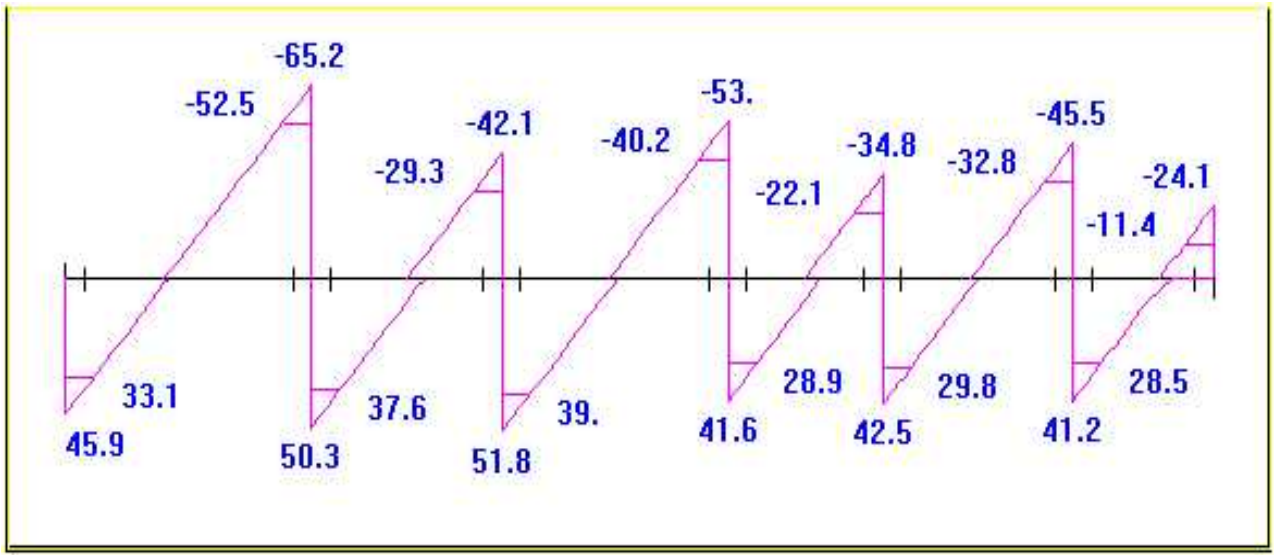


Figure (4-17) shear diagram

Vu =52.5 KN.

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

$$¤Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.224 \times 10^3}{6} = 137.2KN$$

Vu =52.5 KN< Ø.Vc =137.2 KN.

No shear Reinforcement is required OK

4-7-4 Design of Bending Moment:

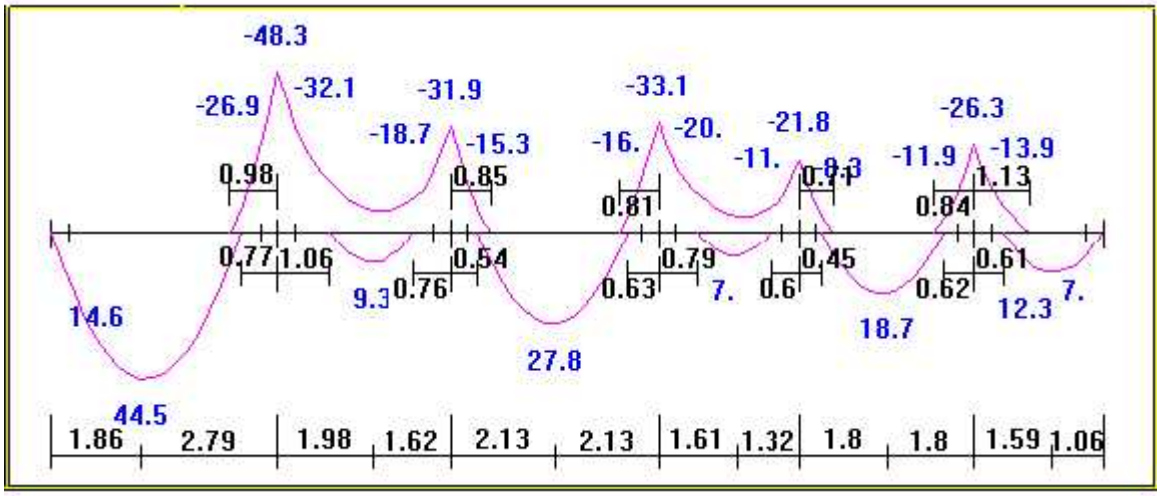


Figure (4-18) moment diagram

- Mu =44.5KN.m.

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{44.5}{0.9} = 49.4\ KN..m$$

d =22.4cm.

- $K_n = \dfrac{Mn}{b \cdot d^2}$

$$K_n = \frac{49.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.224^2} = 0.98MPa\ .$$

- $m = \dfrac{fy}{0.85 \times fc'}$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

- $\circ = \dfrac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \dfrac{2mK_n}{f_y}}\right)$

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.98}{420}}\right) = 0.0024$$

As req =0.0024×1000×224 =534

- $As_{\min} \geq \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$

$$\geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(224) \leq \frac{1.4}{420}(1000)(224)$$

$$653.2 \leq 746.6$$

$$so \quad As_{\min} = 746.6\ mm^2$$

$A_{s\ min} = 746..6 \geq A_{s\ req} = 534$

$A_{s\ min} = 746.6 mm^2$ …….Control.

$$\#\ \text{Of Bars} = \frac{746.6}{154} = 4.84$$

Use ¤14 @ 20 cm…..…..…... With As = 1000 / 200×153 = 765mm².

4-7-5 Check for yielding:

- Tension =Compression

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

$$765 \times 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.75mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.75}{0.85} = 18.53mm$$

$$£_s = \frac{224 - 18.53}{18.53} * 0.003$$

$$£_s = .0332 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4-7-6 Development length of the bars:

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

$$L_d = \frac{420}{2 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 52cm$$

$$L_d = 60\ cm$$

4-7-7 Secondary reinforcement:

$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 765 = 153 mm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 mm^2$

Use ¤10 @ 15 cm …..…..…..…..…. With As = (1000 / 150) * 78.5 = 524mm².

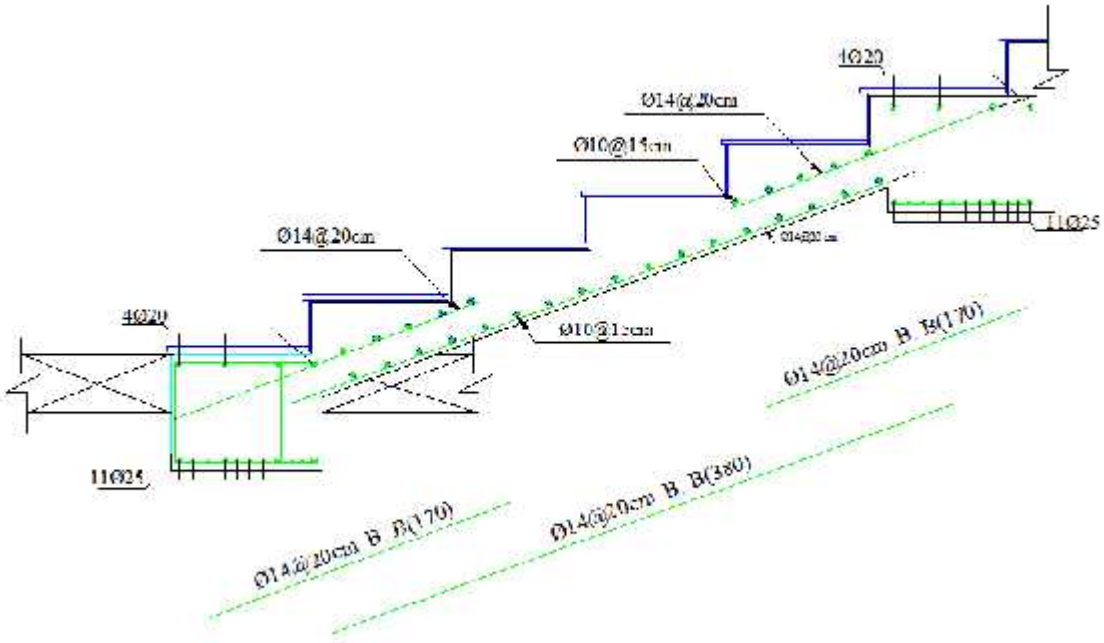


Figure (4-19) grandstand details

4-8 Design of column

4-8-1 Design of long column

Select column (C11) for design

4-8-2 Load Calculation:

Pu = ٣٨٥٠ KN

Pn =3850/ (0.65) = 5924 KN

4-8-3 Determination of Agreq

$^{\circ}g = 2\ \%$

Pn =0.8 Ag {0.85 f_c') *1 – $^{\circ}$ g + (fy * $^{\circ}$ g }

5.924 = 0.8 *Ag {(0.85*24)* (1 – 0.02) + (0.02 *4٢٠}

Ag = 0.243 m2

Select 60*45 with Ag = 0.27m2

4-8-4 Check Slenderness Effect:

- **In 60cm-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.
K: effective length factor (K= 1 for braced frame).
R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$
Lu = 4 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1*4}{0.3*0.6} = 22.3 > 22$$

Long column in 60 cm direction

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

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(2234)}{3850} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.45*0.6^3}{12} = 0.0081\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*0.0081}{1+0.58} = 47.7MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 * 47.7}{(1.0*4)^2} = 29.5MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(3850\ /\ 0.75*29.5*10^3)} = 1.21 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 600 = 33mm = 0.033m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.033 * 1.21 = 0.04$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.04}{0.6} = 0.066$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3850}{0.6\times 0.45} \times \frac{145}{1000} = 2 \ \ ksi$$

$$°_g = 0.025$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.02 \times 700 \times 450 = 6300\ mm^2`$$

$$\therefore Use 20¤20$$

4-8-5 Design of the Reinforcement:

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

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

$S \le$ Least dimension.

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 2 = 32\ cm$$

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

$$spacing \le least\ .\dim . = 600\ mm$$

Use Φ10 @ 250 mm

- **In 45cm-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 4 m

M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1*4}{0.3*0.45} = 29.5 > 22$$

$$\therefore long\ \ Coloumn\ \ in\ \ 45 \vdots dirction$$

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

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(2234)}{3850} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.6*0.45^3}{12} = 0.00455\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*0.00455}{1+0.58} = 27MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 * 27}{(1.0*4)^2} = 16.5MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{3859}{0.75*16.5*10^3}} = 1.45 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 450 = 28.5mm = 0.0285\ m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0285\ *1.45 = 0.0413$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0413}{0.45} = 0.09$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3850}{0.6\times 0.45} \times \frac{145}{1000} = 2k\ \ Psi$$

$$°_g = 0.025$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.02 \times 700 \times 450 = 6300\ mm^2 `$$

$$\therefore Use 20¤20$$

4-8-6 Design of the Reinforcement:

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

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

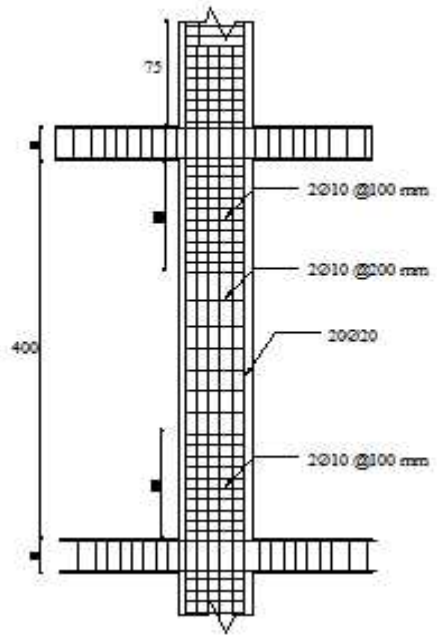
$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times 2 = 16 \times 2 = 32 \ cm$$

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

$$spacing \leq least \ .\dim . = 450 \ mm$$

Use¤$10@25 \ cm$



Scale 1:100

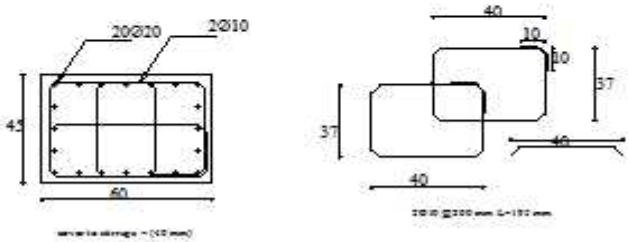


Figure (4-20) reinforcement of column

4-9 Design of Basement wall:

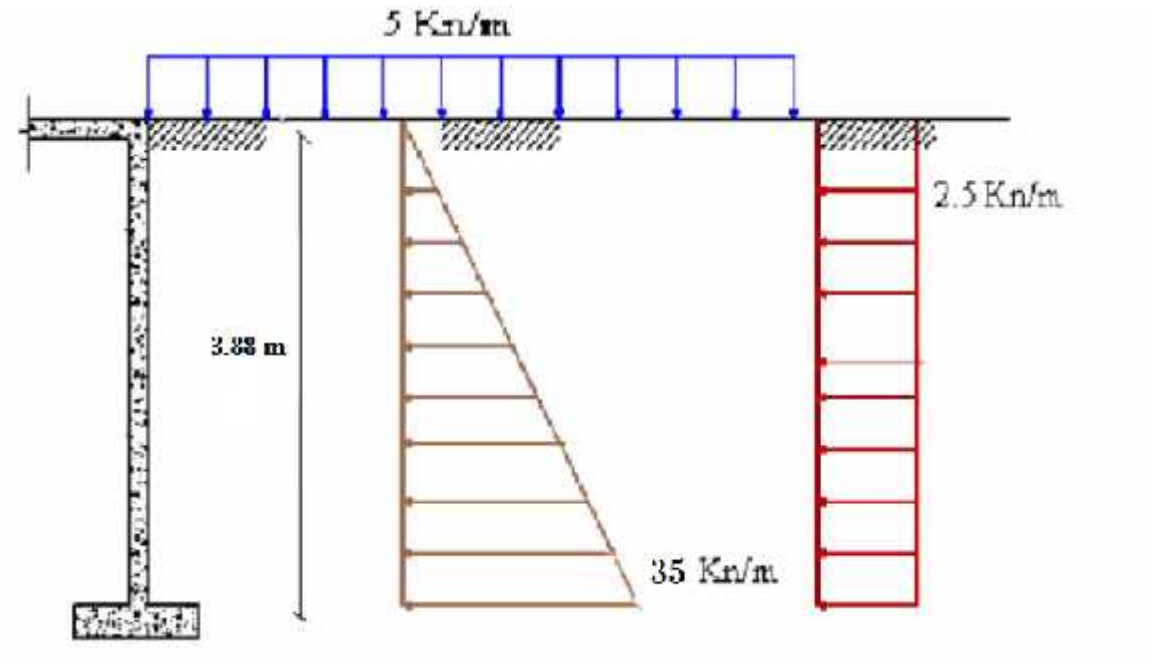


Figure (4-21) Basement wall- Diagram

4-9-1 Load Calculation :

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.88 \times 0.5 = 35$ Kn/m2

$q_2 = P \times K_0$

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

Mu =60 kN.m

Mn =60/0.9 =67kN.m

4-9-2 Wall Design :

Mu =60 kN.m

Mn =60/0.9 =67kN.m

$$d = 300 - 30 - 12 = 258\,mm$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{67 \times 10^6}{1000 \times 258^2} = 1Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1}{420}}) = 0.00244$$

$$As_{req} = 0.0024 \times 1000 \times 258 = 630mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} \times b \times d = \frac{0.25\sqrt{24} \times 1000 \times 258}{420} = 752mm^2 / m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 \times bw \times d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 258}{420} = 860mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 860mm^2 / m < As_{req} = 630mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{860}{154} = 6$$

Select Φ14@20cm c/c

As_{min} = 0.0012×b ×h

= 0.0012 ×1000× 300

= 360 mm^2/ m

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

4-9-3 Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

$As_{horezantal} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 mm^2 / m$

$\#\, of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{600}{113} = 5.3$

Select Φ12@20cm c/c

4-9-4 Check for Shear :

$¤ \times Vc \geq Vn$

$¤ \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 258$

$¤.Vc = 158 >> Vu = 56.3\ kN$

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

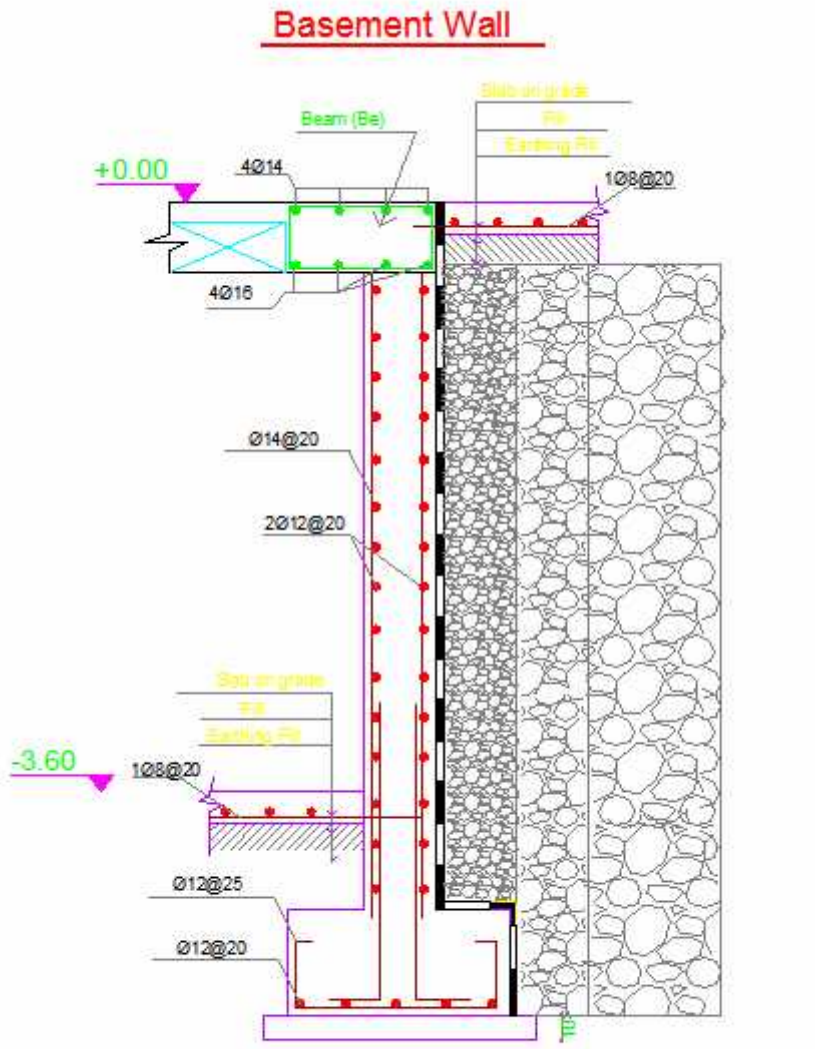
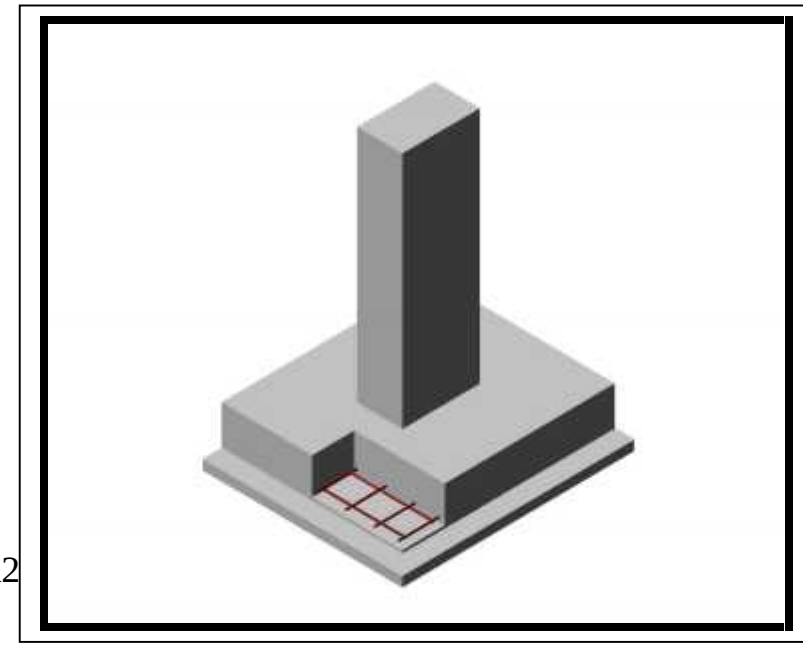


Figure (4-22) Basement wall- Detail

4-10 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 (F1)



4-10-1 Load Calculation:

From Column :

Factored load =3850 KN

Soil weight =18 KN/m3

Soil depth =1.0 m

Column geometry 60*45 cm

Allowable soil pressure =500 KN/m2

$$Pu = 3850Kn$$
$$Cw = 25*0.6*0.45*16 = 108Kn$$
$$Sw = 18*3*1 = 54Kn$$
$$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$$
$$Pu_T = 3850 + 1.2*108 + 1.2*54 = 4444.5Kn$$

Total service load =2871 +108 +54 =3033 KN

Where :

Cw :Column weight

Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

PuT :Total load on foundation

4-10-2 Design of Footing Area:

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

Allowable soil pressure =500 KN/m²

Area)A = (Total service load / Soil Pressure

= 3033 KN /500 KN/m²

= 6.1m2

Try 2.6m *2.6m Area = 6.76m2 > Required Area =6.1 m2

For the design of the renforce concrete member, factored load must be used :

Pu =1360 KN

$$\pm_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{4444.4}{6.76} = 657 KN/m^2 < 1.4*500 = 700 KN/m^2 .....OK$$

4-10-3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = hmin = 75 cm … ..d =75-7-1 =67 cm

Check for one way shear strength

$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.75}{2}+0.67=1.045m$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=657*(\frac{2.6}{2}-1.045)*2.6=436KN$

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

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2600*670=1066Kn$

$¤.Vc=1066KN\geq Vu=436KN$

$\therefore\ \ Safe$

Check for two way shear action (punching)

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

$$¤.V_c=¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}b_od$$

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

$$¤.V_c=¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}b_od$$

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{60}{45}=1.33$$

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

$b_o=4d+2a+2b=4*0.67+2*0.45+2*0.6=4.78m$

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.33}\right)*\sqrt{24}*4780*670 = 4911Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*(7.41)*\sqrt{24}*4580*620 = 7271Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4780*670 = 3922Kn$$

$¤.V_C = 3922Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = [2.6*2.6-\{(0.45+0.67)*(0.6+0.67)\}]*657 = 3507KN$

$¤.Vc = 3922Kn > Vu_C = 3507Kn$..... *satisfied*

4-10-4 Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(600*450)]/1000 = 3580Kn$

But $Pu = 3850 \geq ¤.Pn = 3580$

∴ Dowels are required for load transfer.

In column

$$As = \frac{\frac{Pu}{¤}-Pn}{Fy}$$

$$As = \frac{\frac{3850}{.65}-5508}{420}$$

$As = 989mm^2$

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*600*450 = 1350mm^2$

Select 20Φ10

$As_{\Pr ovided} = 1560mm^2 > As_{\Re eq.}$

In footing

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc' A1\sqrt{\frac{A2}{A1}})$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{2.6*2.6}{0.6*0.45}} = 5 \geq 2$$

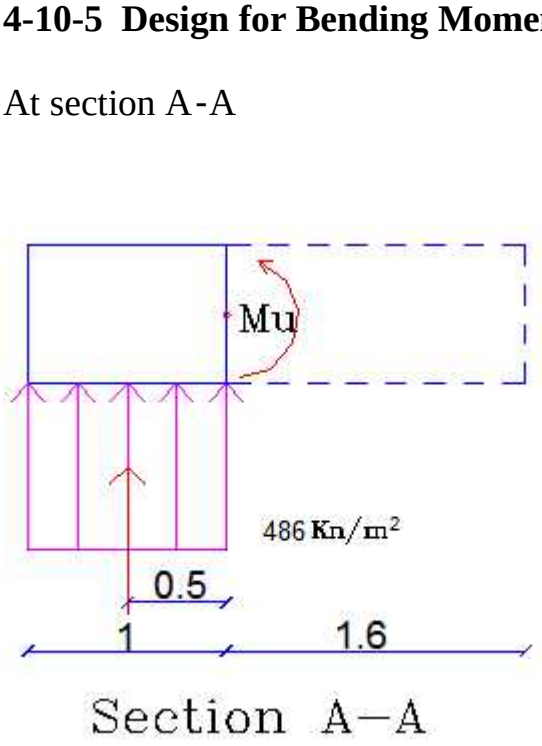
$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 2$$

$$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*0.6*0.45*2*1000 = 7160Kn$$

$$But\ \ Pu = 3850 \leq ¤.Pn = 7160$$

4-10-5 Design for Bending Moment:

At section A-A



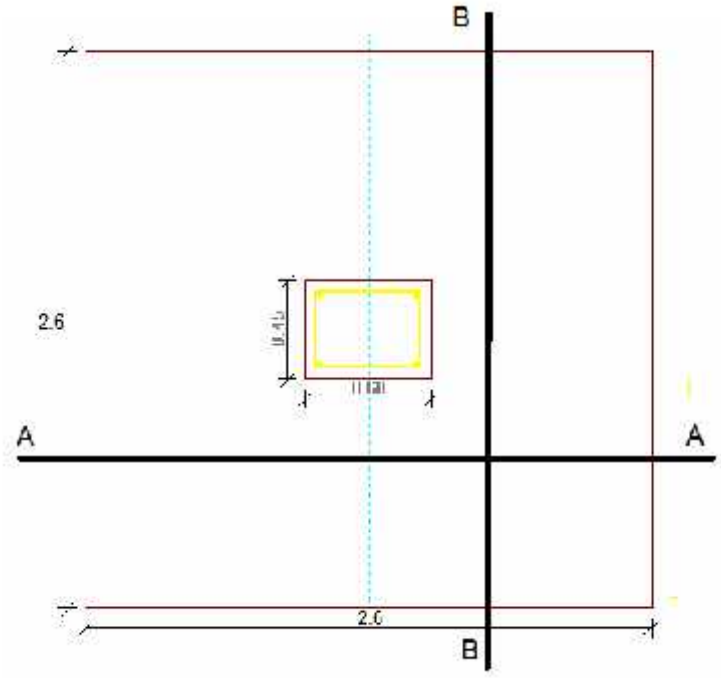


Figure (4-23) isolated footing section A-A

$$Mu = 486*(1*2.6)*0.5 = 631.8Kn.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{631.8}{0.9} = 702KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{702\times10^6}{2600\times670^2} = 0.6Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.6}{420}}\right) = 0.00145$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00145*2600*670 = 2526\ mm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*2600*750 = 3510m^2$$

$$\therefore As = 3510mm^2$$

Select 23¤14....$As_{Provided} = 3542mm^2 > 3510mm^2$.....*ok*

At section B-B

$$Mu = 486*(1.075*2.6)*0.54 = 733.5Kn.m$$

$$Mn = \frac{733.5}{0.9} = 815KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{815\times10^6}{2600\times670^2} = 0.7Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

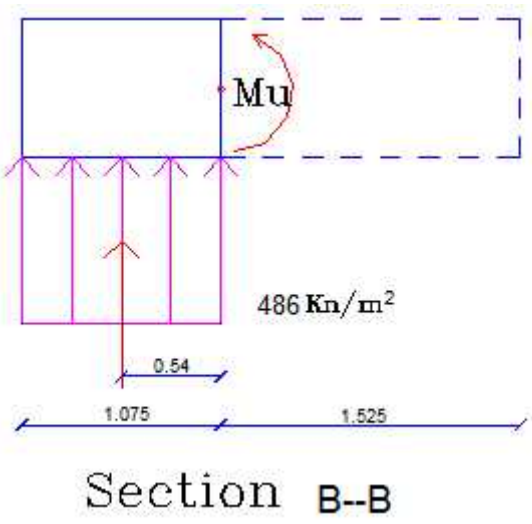


Figure (4-24) isolated footing section B-B

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.7}{420}}\right) = 0.0017$$

$$As_{\text{Re}q.} = ° * b * d = 0.0017 * 2600 * 670 = 2955 mm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2600 * 750 = 3510 mm^2$$

$$\therefore As = 3510 mm^2$$

Select 23¤14....$As_{\text{Pr}ovided} = 3542 mm^2 > 3510 mm^2$.....*ok*

4-10-6 Check for Strain :

Tension =Compression

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

$$3510 * 420 = 0.85 * 24 * 2600 * a$$

$$a = 27.8 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{27.8}{0.85} = 32.7$$

$$£_s = \frac{670 - 32.7}{32.7} * 0.003$$

$£_s = 0.058 > 0.005$ .....*OK*

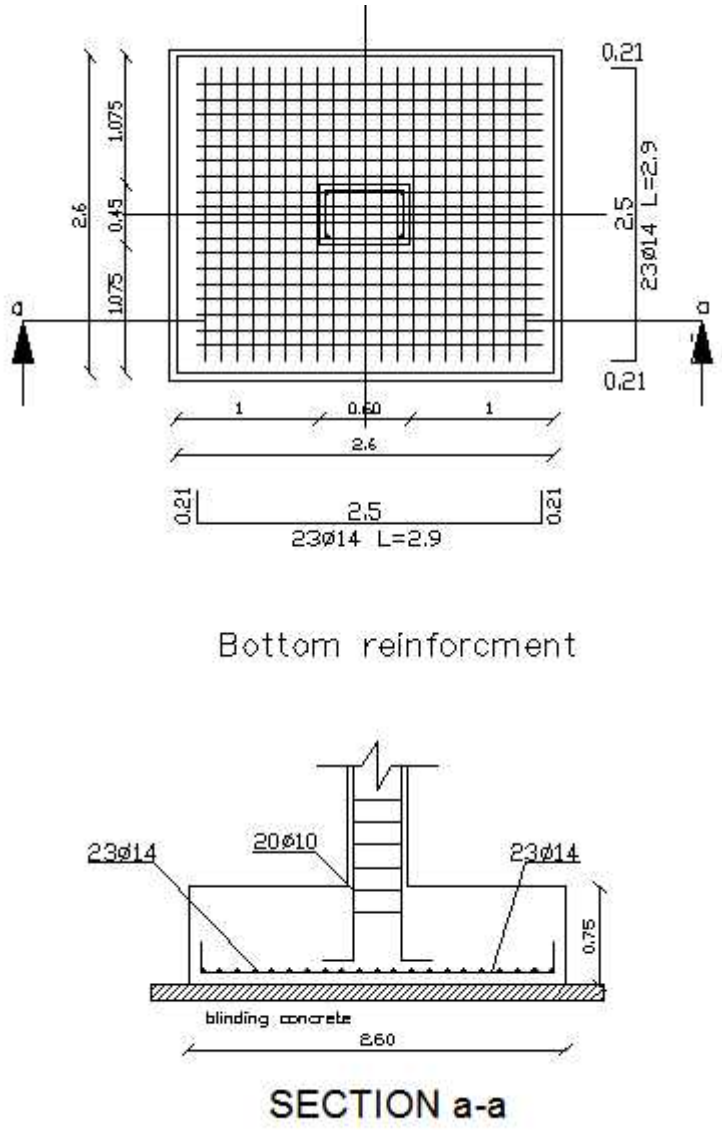


Figure (4-25) reinforcement of isolated footing

4-11 Design of combined footing

Footing for the column C10 & C10

C10 : 50*30 ……D.L =1480 KN , L.L =503 KN

Pu =1.2*1480+1.6*503 = 2580.8 KN

C10 :50*30 …… D.L =1480 KN , L.L =503 KN

Pu =1.2*1480+1.6*503 = 2580.8 KN

4-11-1 Determination of the footing diminutions

Allowable soil pressure =500 KN/m^2

$Pu = 2580.8 + 2580.8 = 5161.6KN$

$Cw = 25*12*(0.5*0.3 + 0.5*0.3) = 90KN$

$Sw = 18*3*1 = 54KN$

$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$

$Pu_T = 5161.6 + 1.2*90 + 1.2*54 = 5334.4KN$

Total service load =1480+503+1480+503 +90+54 =4110 KN

Where :

Cw :Column weight

Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

Pu_T :Total load on foundation

Distance between the two columns is 1.05 m center to center

$FR = 2580.8 + 2580.8 = 5161.6KN$

FR Position

$5161.6 * X = 2580.8 * 1.05$

$\Rightarrow X = 0.52m \ \ from\ C10\ \ center$

$A_{req.} = \dfrac{Force}{\pm} = \dfrac{4110}{500} = 8.22m^2$

$try \ldots 3.6 * 2.4 = 8.64 > 8.22m^2$

$\pm = \dfrac{5161.6}{8.64} = 597.4KN/m^2 < 1.4*500 = 700KN/m^2 .....OK$

4.11.2 Determination of the foundation depth

Assume h = 60 cm … ..d =60-7-1 =52 cm

- **Check for one way shear strength**

$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.6}{2}+0.52=0.82m$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=597.4*(1.8-0.82)*2.4=1405.5KN$

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

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2400*520=7642.42Kn$

$¤.Vc=7642.2KN>Vu=1121KN\ \therefore OK$

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

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

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

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

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

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{50}{30}=1.67$$

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

$b_o=(0.5+0.52)*2+2*(0.52+0.3)=3.68m$

$b_o=(0.5*0.525+0.52/2)*2+1*(0.52+0.3)=3.39m$

$\therefore b_o=3.39m$

$\sim_s=40$ …… .for interior column

$$¤.V_C=¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.67}\right)*\sqrt{24}*3.68*520=2372.3KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.52}{3.68}+2\right)*\sqrt{24}*3.68*520 = 4391.2KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3.68*520 = 2159KN$$

$$¤.V_C = 2159KN \;\ldots\ldots\; Control$$

$$Vu_C = Pu - FR_b$$

$$FR_b = \pm_{bu} * area\ \ of\ \ critical\ \ section$$

$$Vu_C = 2580.8 - [613.7*(1.285*0.82)] = 1934.1KN$$

$$¤.Vc = 2159KN > Vu_C = 1934.1KN \ldots\ldots\ satisfied$$

4-11-3 Design for Bending Moment:

- **Bottom reinforcement**
- **At section A-A**

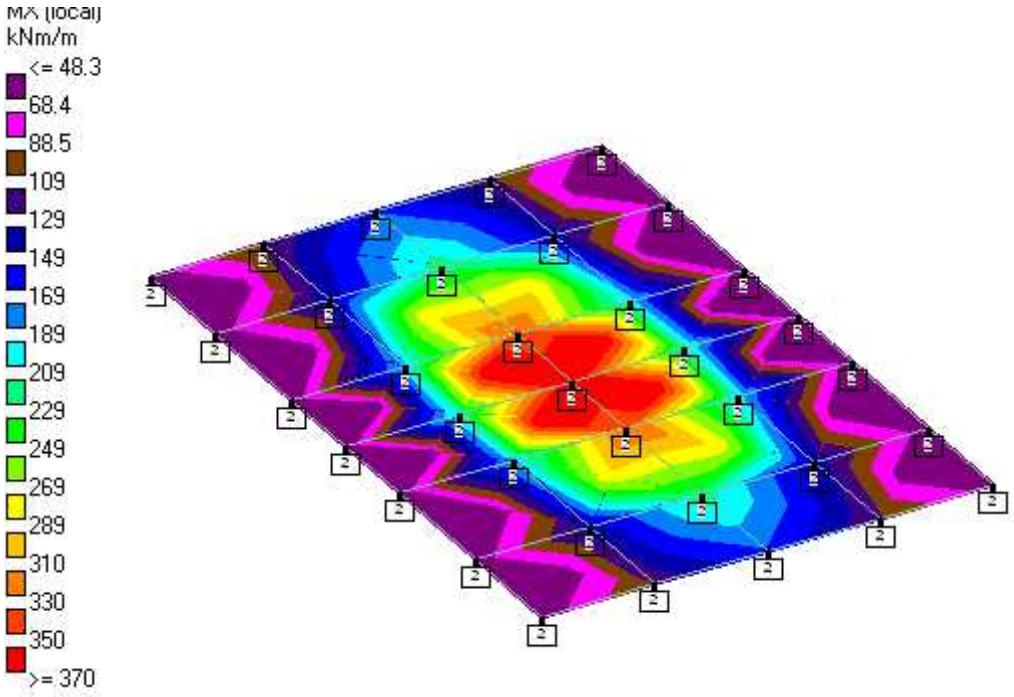


Figure (4-26) Moment Diagram for footing

$$Mu = 370Kn..m$$

$$d = 600 - 80 = 520\ mm$$

$$Mn = \frac{370}{0.9} = 411.1KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{411.1\times10^6}{1000\times(520)^2} = 1.5Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.5$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.5\times 1.5}{420}}\right) = 0.0037$$

$$As_{\text{Req.}} = \circ * b * d = 0.0037*1000*520 = 1924mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*600 = 1080mm^2$$

$$\therefore As = 1924mm^2 .....control$$

Select ¤18@12.5cm…..…ok

Tension =Compression

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

$$2034.4*420 = 0.85*24*1000*a$$

$$a = 41.9mm$$

$$c = \frac{41.9}{0.85} = 49.3$$

$$£_s = \frac{520-49.3}{49.3} * 0.003 = 0.028$$

$$£_s = 0.028 > 0.005 \qquad .....OK$$

At section B-B

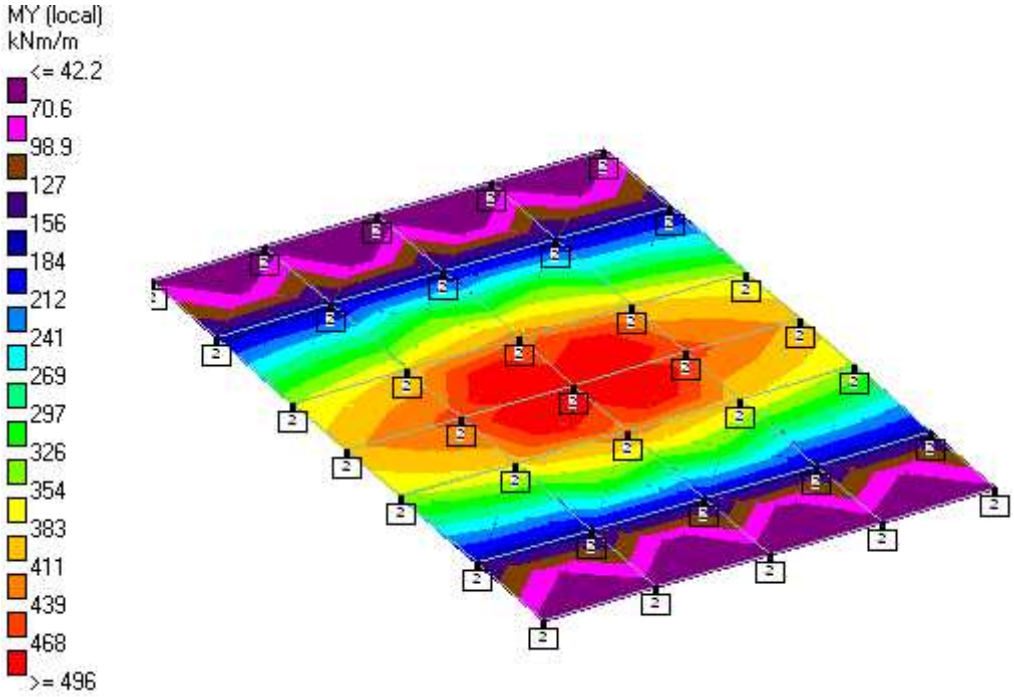


Figure (4-27)moment diagram for footing

$Mu = 496 Kn..m$

$d = 600 - 80 = 520\ mm$

$$Mn = \frac{496}{0.9} = 551.11 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{515.11 \times 10^6}{1000 \times (520)^2} = 1.9 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc^{'}} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$$

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

$$° = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.5\times 1.9}{420}}\right) = 0.0047$$

$$As_{\text{Req.}} = ° * b * d = 0.0047 * 1000 * 520 = 2444 mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 600 = 1080 mm^2$$

$$\therefore As = 2444 mm^2 .....control$$

Select ¤18@10 cm….Asprovided = 2444mm^2 > 2543mm^2 ….ok

Tension =Compression

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

$$2543 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 52.3 mm$$

$$c = \frac{52.3}{0.85} = 61.5$$

$$£_s = \frac{520-61.5}{61.5} * 0.003 = 0.02$$

$$£_s = 0.02 > 0.005 \qquad .....OK$$

- **Toping reinforcement**

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 600 = 1080 mm^2$$

Select ¤18@20cm….

4-11-4 Check transfer of load at base of column:

$$¤.Pn = ¤.(0.85 fc' Ag)$$

$$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (500 * 300)]/1000 = 1989 KN$$

$$But \;\; Pu = 2580.8 \geq ¤.Pn = 1989$$

∴ Dowels are required for load transfer.

In column

$$As = \frac{\frac{Pu}{¤} - Pn}{Fy}$$

$$As = \frac{\frac{2580.8}{.65} - 3600}{420}$$

$$As = 882mm^2$$

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 500 * 300 = 750mm^2$$

$$Select\ 10\Phi 10$$

$$As_{Provided} = 1560mm^2 > As_{Req.}$$

In footing

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc'A1\sqrt{\frac{A2}{A1}})$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{3.6 * 2.4}{0.5 * 0.3}} = 7.5 \geq 2$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 2$$

$$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * 0.5 * 0.3 * 2 * 1000 = 3978KN$$

$$But\ \ Pu = 2580.8 \leq ¤.Pn = 3978$$

$\therefore$ Use As = 0.005*500*300 = 750 mm^2

$$Ld = 600 - 75 - 2 * 18 - 14 = 475$$

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

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 18$$

$$Ld = 386mm.....ok$$

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

$$Ld \geq 0.4 \times 420 \times 18 = 302mm$$

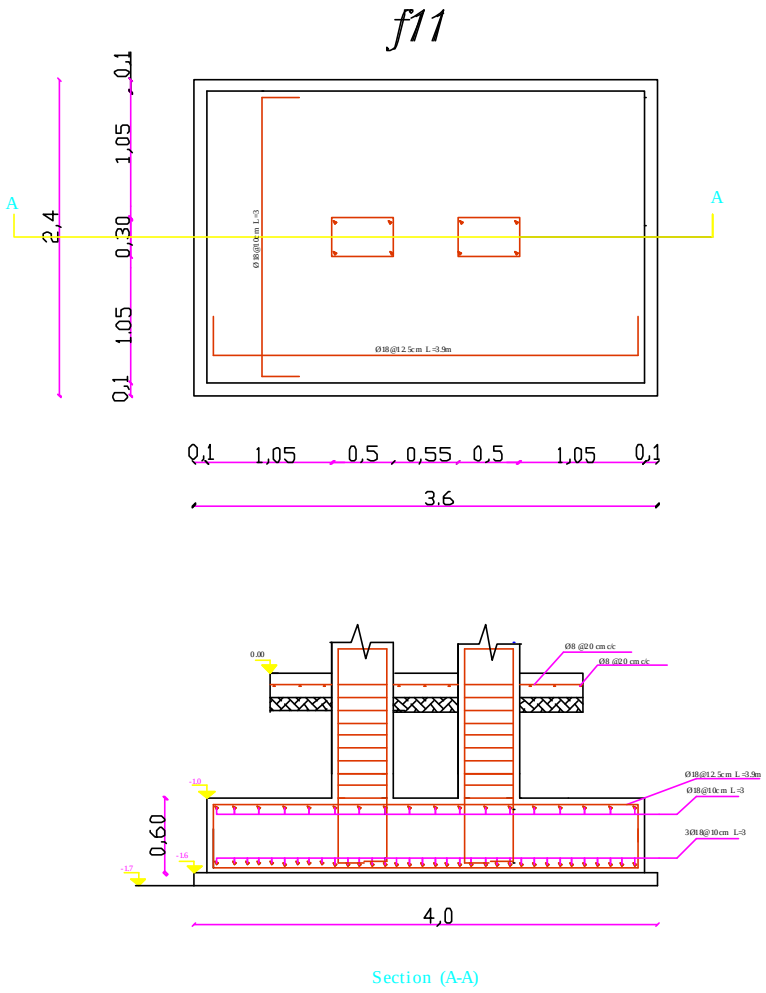


Figure (4-28) combined footing detail

4.12 Design of wall footing for stair:

4-12-1 Load Calculation:

Weight of wall (D.L) = height×Thickness × 1m wide × γ_c

= 3.7 ×.25×24*5 =111 KN/m

From one way rib =18*5= 90KN/m

L =9.6 *5= 48KN/m

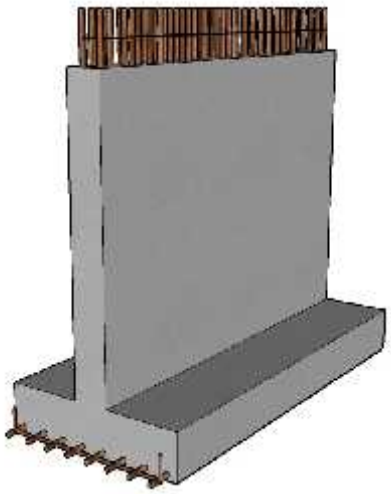
From stairs =25*5= 125KN/m

L =11 *5= 55KN/m

D.L $_{total}$ = 111+90+125= 326 KN/m

L.L $_{total}$ = 48+55=103KN/m

Total W =326+103 =429 KN/m



4-12-2 Determine the Footing Width :

Allowable soil pressure =500 KN/m²

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

$$q_{all.net} = 500 - 1*18 - 0.3*24$$

$$q_{all.net} = 474.8Kn/m^2$$

$$B = \frac{429}{475} = 0.92m$$

$$Use.B = 100cm$$

Assumed h= 30cm

$$\longrightarrow d = h - \text{cov}er - db$$

$$\longrightarrow d = 300 - 75 - 20 = 205mm$$

4-12-3 Check shear action :

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

$$q_u = \frac{1.2(326) + 1.6(103)}{1m \times 1} =$$

$$q_u = 556KN/m^2$$

$$V_u = q_u(\frac{B - 0.3}{2} - d) \times L$$

$$V_u = 556(\frac{1 - 0.25}{2} - 0.205) \times 1$$

$$V_u = 94.5KN$$

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

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1 \times 205$$

$$\Phi V_c = 125.5KN$$

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

4-12-4 Design of Bending :

B = 100 cm & h = 30m

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

$$Mu = 556 \times (\frac{0.375}{2})^2$$

$$Mu = 19.6KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{0.0196}{0.9} = 0.0218$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.0218}{1 \times (0.205)^2} = 0.52Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.52}{420}}\right)$$

$$\rho = 0.00125$$

$$A_s = \rho \times L \times d$$

$$A_s = 0.00125\times 1000\times 205$$

$$A_s = 257.13 mm^2$$

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

$$A_{s\,min.} = 0.0018\times 1000\times 300$$

$$A_{s\,min.} = 540 mm^2 .....(control)$$

$$Use. \Phi 12 @ 20 cm.c/c$$

4-12-5 Design of Dowels Bars:

As min_{req} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360mm^2/m

Use ¤ 10@20 cm

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

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{24}}\times 12$$

$$Ld = 257 mm$$

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

$$Ld \geq 0.4\times 420\times 12 = 201 mm$$

$$Ld_{avilable} = 300 - 75 - 3\times 12 = 189 mm.....notO.K$$

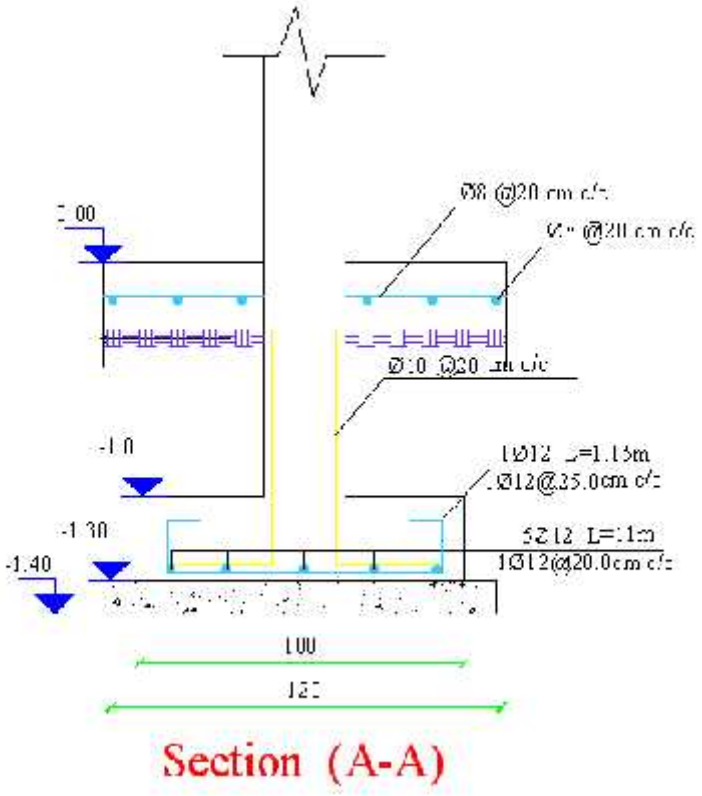


Figure (4-29) Wall footing detail

4-13 Design Mat footing under Elevator :

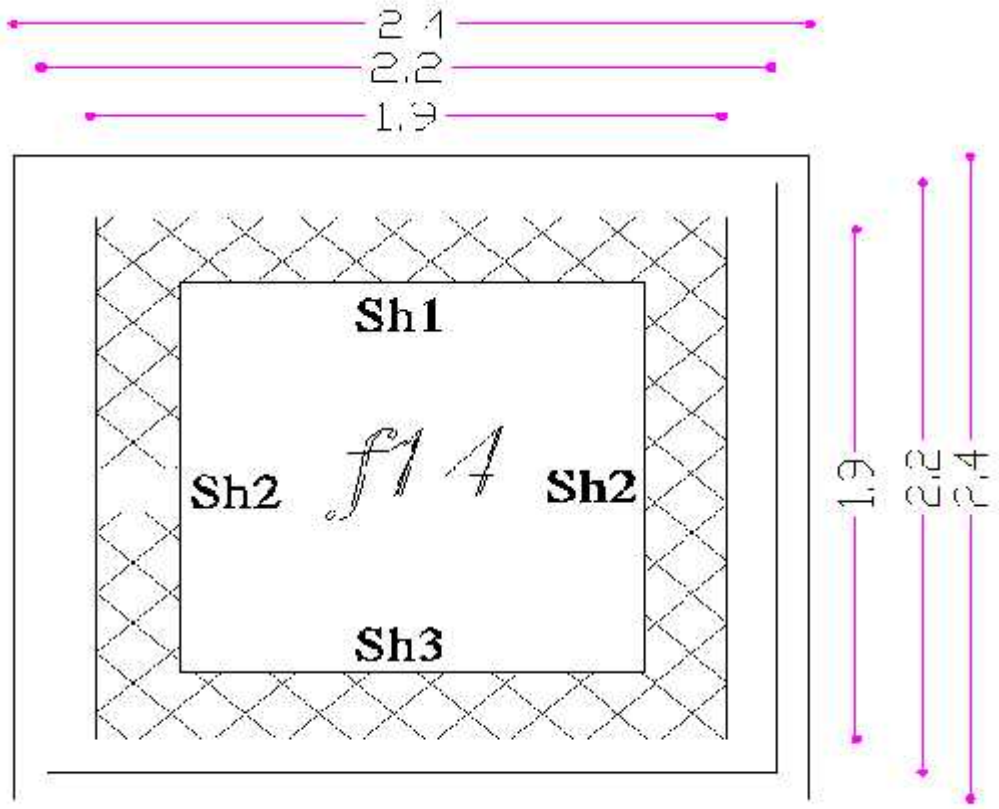


Figure (4-30) Top view of Mat Foundation(Under Elevator)

4-13-1 Load calculations :

Sh1

$\mathbf{D_{wal}}$=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

Dead load from ribbed slab =70 KN/m

Live load from ribbed slab =40 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125+70) + (1.6 *40)+26 =324 KN/m

Pu =324 *1.4 =454 KN

Sh2

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125) + 26 =176 KN/m

Pu =176 *1.9 =335*2=670 KN

Sh3

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125)+=26 176 KN/m

Pu =176 *1.4 =246 KN

Total Pu =454 +670 +246= 1370 KN

Determination of the area of footing :

A_{req}= Pu / 1.4*¢*all* = 1370/ 1.4*500 = 2 m^2.

Select $A_{provided}$ = 2.2*2.2= 4.84 m^2 > 2m^2…. See figure (4-27)

4-13-2 Design of shear

$d = 40 - 7.5 - 1 - 1 = 30.5cm$

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

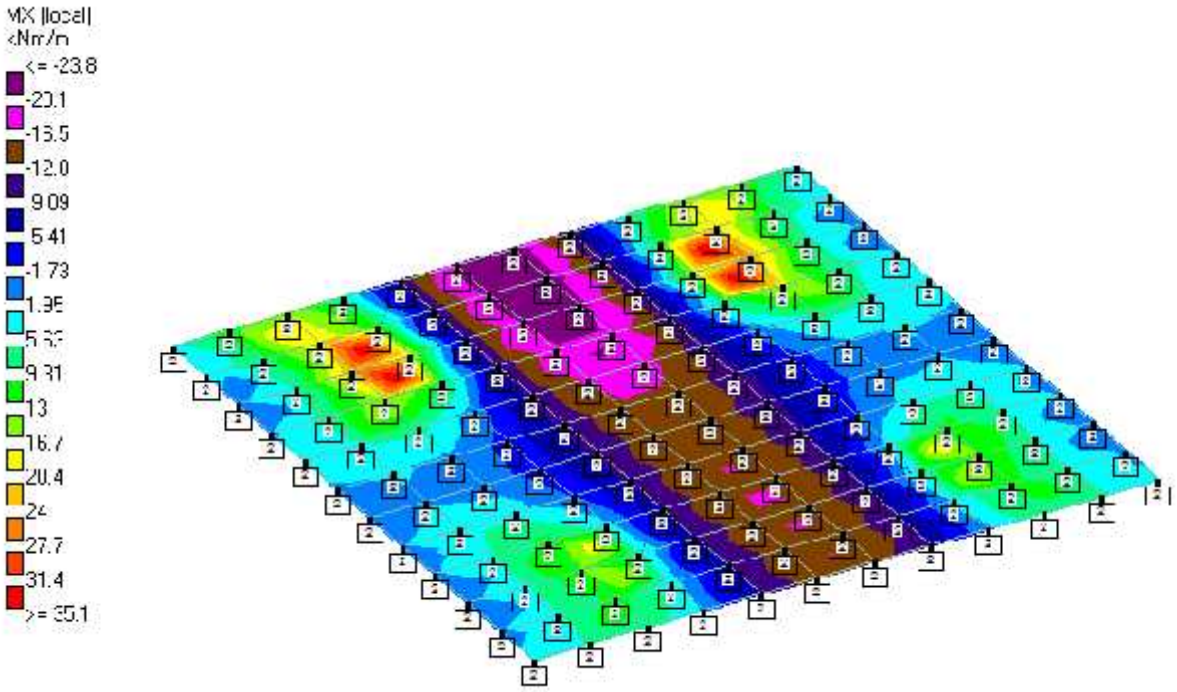
$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 305 = 411\,KN$

$Vu_{max} = 25\,KN / m$

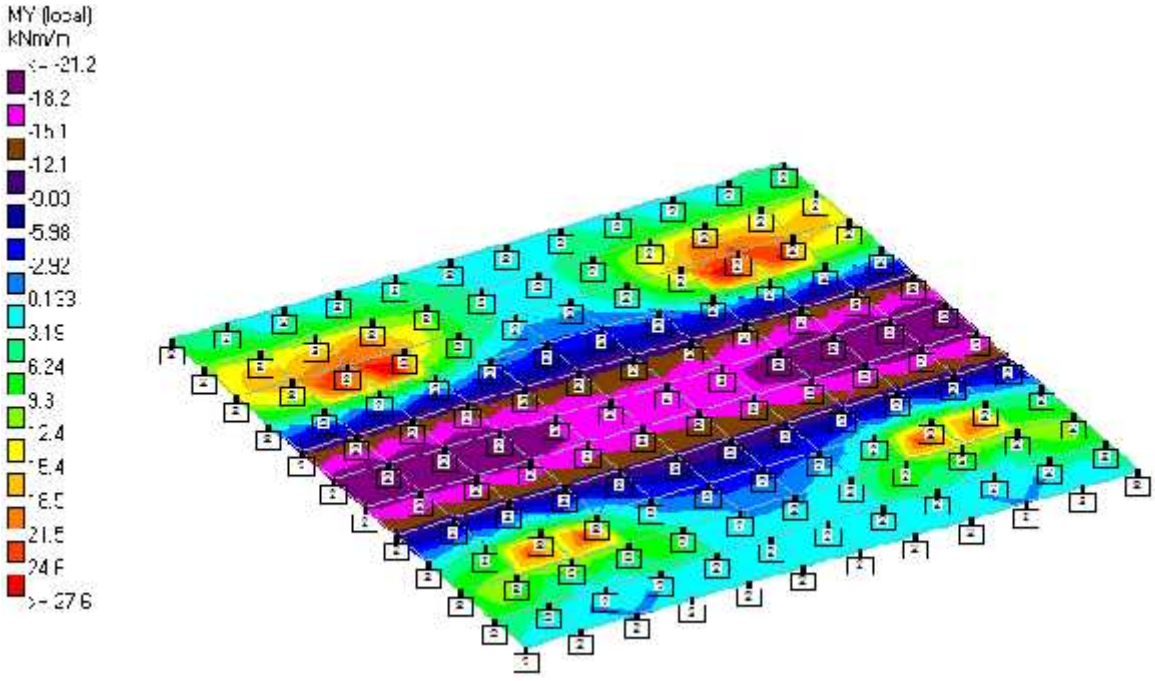
$\text{¤}.Vc = 411\,KN > Vu = 25\,KN$ ..... *.OK*

4-13-3 Design of bending moment

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



Figure(4-31) Moment in X-direction



Figure(4-32) Moment in Y-direction

4-13-4 Design In X-directions:

h =40 cm

d =40 – 7.5 – 1 –1 =30.5cm.

Fy =420 Mpa.

Fc’ =24 Mpa

Design of positive moment

$+ ve \;\; Mu_{X} = 35.1 KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{35.1}{0.9} = 39\, KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^{2}} = \frac{39 * 10^{6}}{1000 * 305^{2}} = 0.42\, Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = 20.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.42}{420}}\right) = 0.001$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.001 * 1000 * 305 = 305 \;\; mm^{2}$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \;\; mm^{2}$$

$As = 720\, mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select \; ¤14 \; @ \; 20\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\, mm^{2} > As_{req} = 720\, mm^{2}$$

Design of negative moment

$- ve \;\; Mu_{X} = -23.8 KN.m$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720\, mm^{2}$$

$As = 720\, mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select \; ¤14 \; @ \; 20\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\, mm^{2} > As_{req} = 720\, mm^{2}$$

4-13-5 Design In Y-directions:

Design of positive moment

$+ ve \;\; Mu = 27.6 KN.m$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \;\; mm^{2}$$

$As = 720\, mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select \; ¤14 \; @ \; 20\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\, mm^{2} > As_{req} = 720\, mm^{2}$$

Design of negative moment

$-ve \quad Mu = -21.2\,KN.m$

$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \quad e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \quad mm^2$

$As = 720\ mm^2 ..... Control$

$Select \ \text{¤}14 @ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{\text{®} * 1.4^2}{4} \right) = 770\ mm^2 > As_{req} = 720\ mm^2$

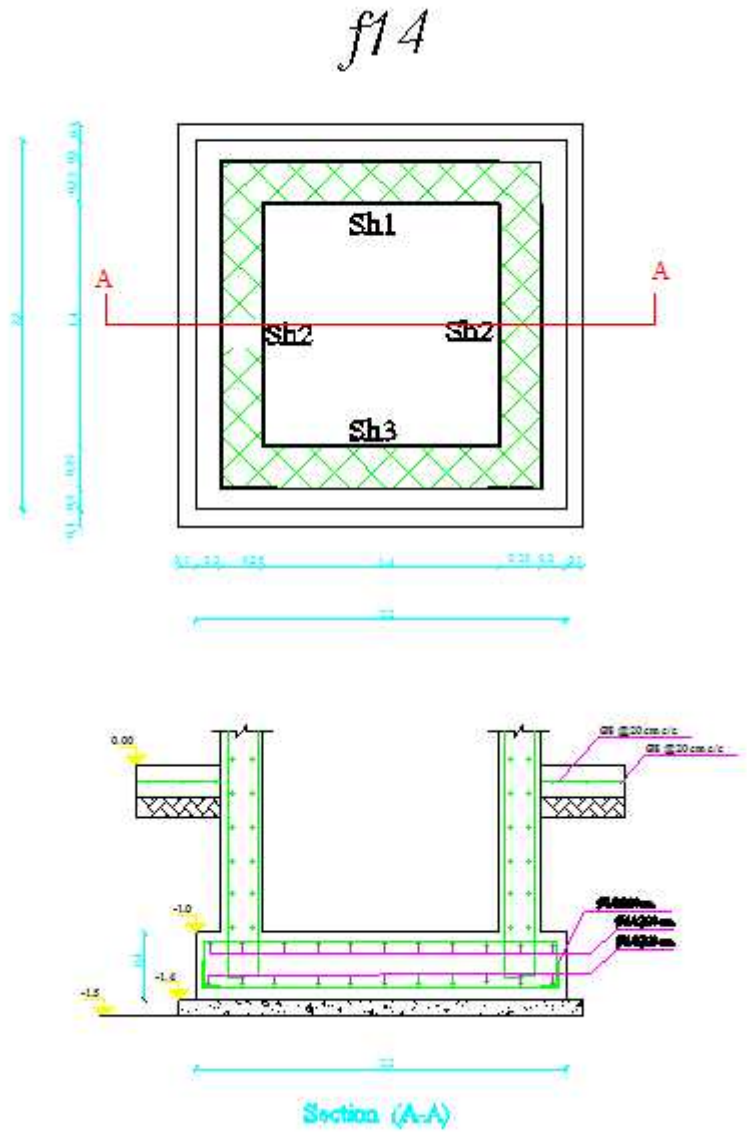


Figure (4-33) mat foundation detail

4-14 Design of the well:

Select the thickness of the wall =25cm

4-14-1 Design of the shear:

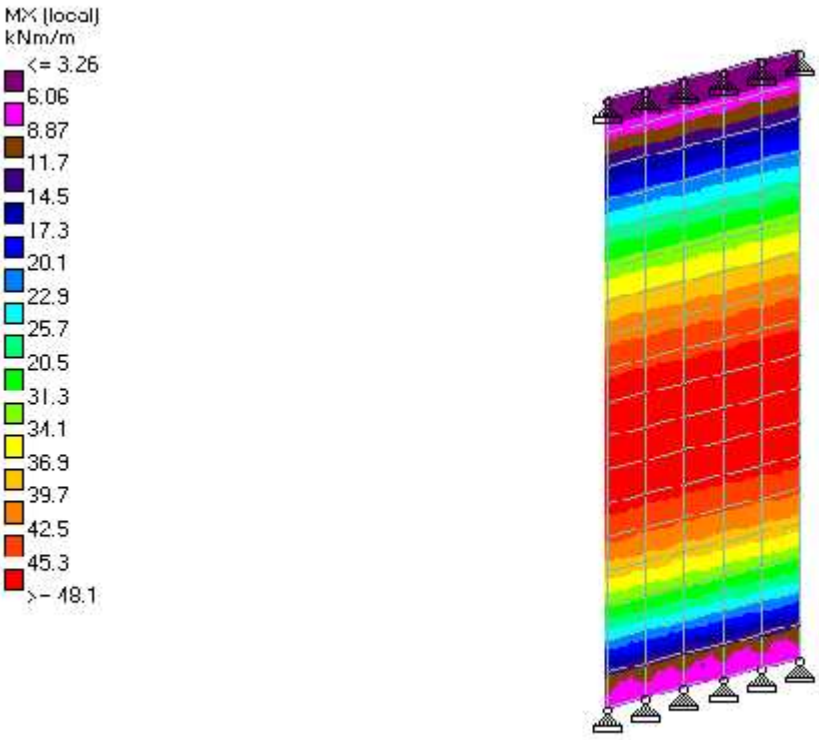
$Vu = 80KN$

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

$$\Phi Vc = 0.75\times\frac{1}{6}\sqrt{24}\times 1\times 0.220\times 1000 = 135\,kn$$

$$\Phi Vc > Vu \longrightarrow Ok$$

4-14-2 Design of the bending moment:



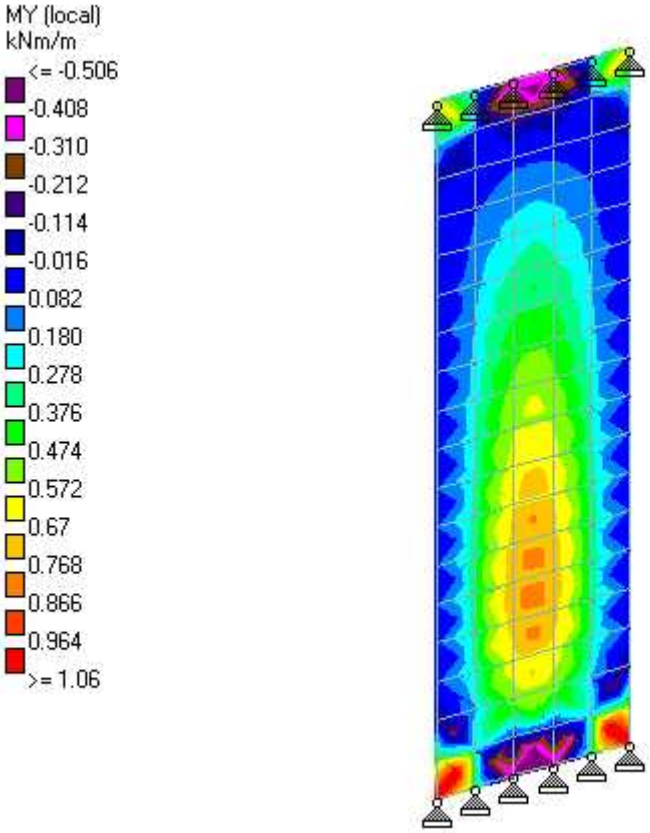


Figure (4-34) moment diagram for well

$$Mu_{x\max} = 48.1 kn.m$$

$$Mnx = \frac{48.1}{0.9} = 53.4 kn.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{53.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.220^2} = 1.1 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 1.1}{420}}\right)=0.0027$$

$As_{\text{Re}q.} = \rho \times b \times d = 0.0027\times 1000\times 220 = 595\,mm^2$

$As_{\min}(Horizantal) = 0.002\times b\times h = 0.002\times 1000\times 250 = 500\,mm^2$

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

$As_{\min} \le As_{req}$

$As_{req} \longrightarrow Control$

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

$Muy\ \max = 1.06\,Kn.m$

$As_{\min}(Veirtical) = 0.0012\times b\times h = 0.0012\times 1000\times 250 = 300\,mm^2$

$\therefore Use\ \Phi 10/25\,cm$

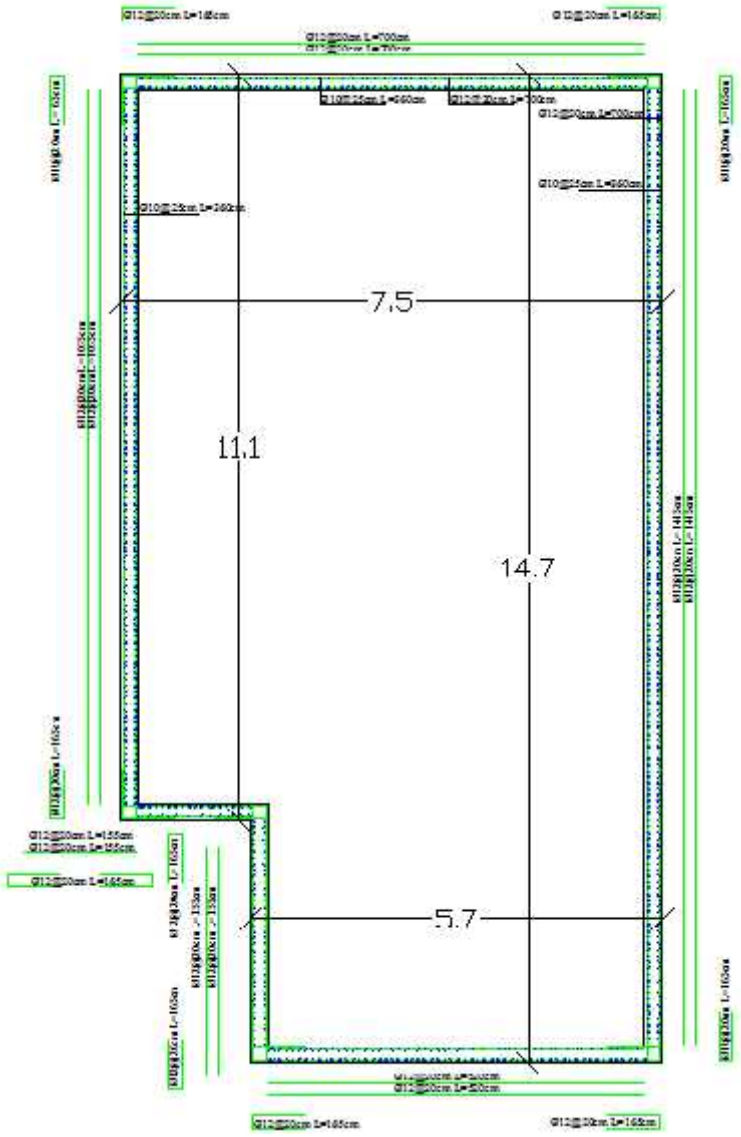


Figure (4-35) well details

4-15 Design of Shear wall:

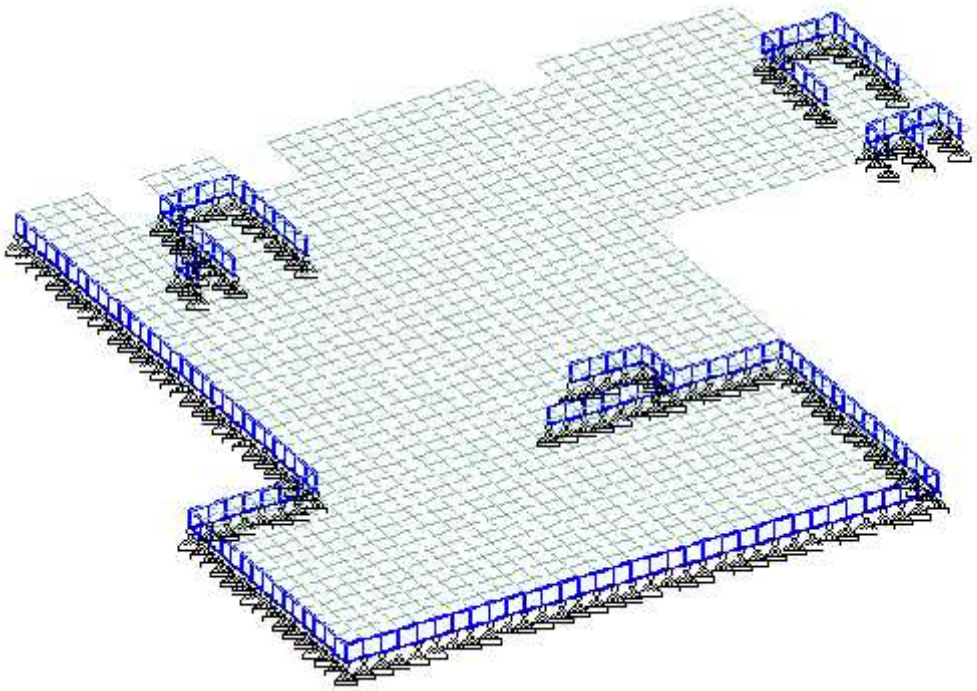


Figure (4-36) shear wall diagram

4-15-1 Load Calculation :

$$W_{Total} = W_{Basement} + W_{Ground} + W_{First} + W_{Second} + W_{Third}$$
$$W_{Total} = 83700KN$$

4-15-2 Calculation of shear force on "shear walls" :

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

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \text{.....(Eq.30-4)}$$

The total design base shear need not exceed the following :

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \text{.....(Eq.30-5)}$$

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

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

H Building = 19.6m
Z = 3.0
R = 5.5
I = 1.0
Ca = 0.24
Ct = 0.0488
Cv = 0.24

:**Where**

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

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

I = importance factor given in Table 16-K.

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

Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

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

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

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

$$T = 0.0488 * (19.6)^{3/4} = 0.454$$

$$V_1 = \left(\frac{Cv \times I}{R \times T}\right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.454}\right) \times 83700 = 8044.8kN$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times Ca \times I}{R.}\right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5}\right) \times 83700 = 9130.9kN$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times Ca \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 83700 = 2209.68kN$$

V =8044.8 kN ----Control

Ft = 0.07 x T xV = 0.07 x 0.454 x 8044.8 = 255.7 kN

$$F_{Xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}}\right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{8044.8 - 255.7}{852120}\right) \times W_i \times h_i = 0.0091 \times W_i \times h_i$$

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
3th	10800	8044.8	19.6	255.7	211680	1926.3	2182
2th	10800	8044.8	15.6	255.7	168480	1533.2	3715.2
1th	20700	8044.8	11.6	255.7	240120	2185.1	5900.3
ground	20700	8044.8	7.6	255.7	157320	1431.6	7331.9
basment	20700	8044.8	3.6	255.7	74520	678.12	8044.8
∑	83700				852120		

Table (4.1) Calculation of the total Fx

For shear wall in theater

Wall take percentage force from total horizontal = 26%

$$for\ third\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} \times 2182 = 567.32\ Kn$$

$$for\ \sec ond\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} * 3715.2 = 965.9\ Kn$$

$$for\ \ first\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} \times 5900.3 = 1534.1\ Kn$$

$$for\ \ ground\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} \times 7331.9 = 1906.3 Kn$$

$$for\ \ basement\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} * 8044.8 = 2091.6\ Kn$$

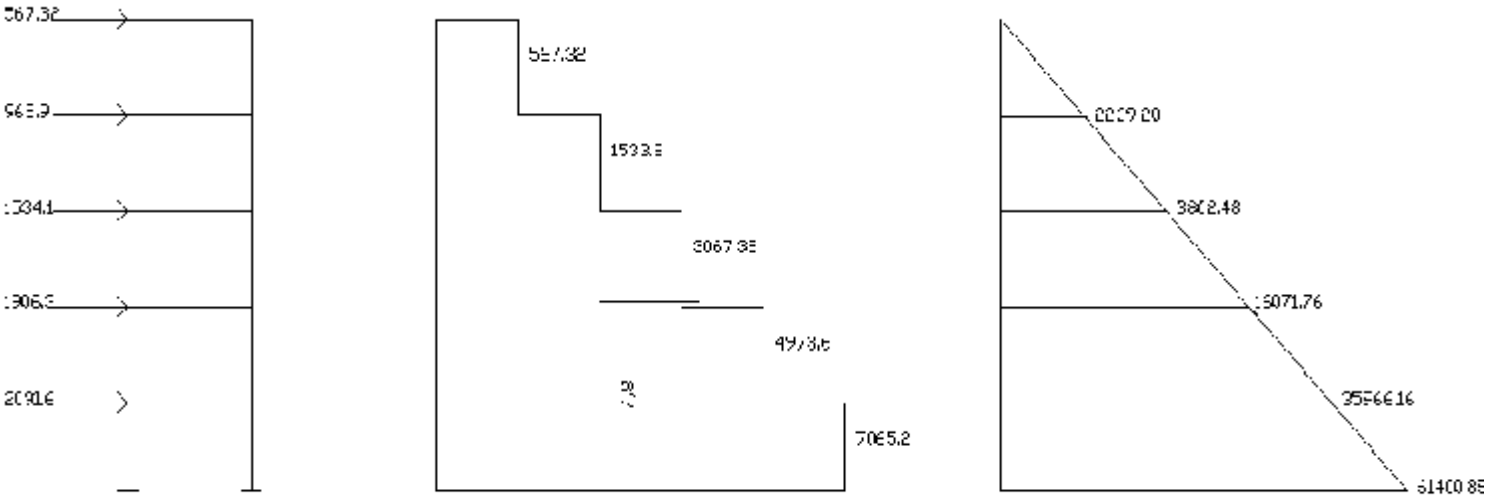


Fig. (4-37) Shear & Moment Diagram for Shear Wall

4-15-3 Shear Wall Design Parameters:

$fc' = 24\ Mpa$

$fy = 420\ Mpa$

$h = 25cm\ shear\ wall\ thickness$

$lw = 32m\ shear\ wall\ width$

$hw = 19.6m\ building\ height$

4-15-4 Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

$$\frac{lw}{2} = \frac{32}{2} = 16m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{19.6}{2} = 9.8m.....control$$

$$d = 0.8 \times hw = 0.8 \times 9.8 = 7.8m$$

$$V_u = 3067.32\ KN$$

$$M_u = 20057.9\ KN.m$$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 7.8 = 1592.2\ KN \quad \ldots \quad control$$

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

$$Assume\ N_u = 0.0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.25 \times 7.8}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 2388.2\ KN$$

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

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

$$\therefore V_{c3} = Will\ not - apply$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{¤} - V_c = \frac{3067.32}{0.9} - 1592.2 = 1815..8 \quad Kn$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{1815.8 \times 10^3}{420 \times 7800} = 0.55mm$$

$$\frac{A_{Vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 250 = 0.625\ mm$$

$$S_2 \le \frac{h_w}{5} = \frac{16.9}{5} = 3380\ mm$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 250 = 7500\ mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.000625} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.000625} = 0.253m$$

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

4-15-5 Design of Vertical reinforcement:

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

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{19.6}{32} \right)\left(\frac{2 \times 79}{25 \times 250} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

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

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.25} = 0.253\ m = 25\ mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 \le \frac{h}{3} = \frac{19.6}{3} = 6533\ mm$$

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

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

4-15-6 Shear Wall Detail:

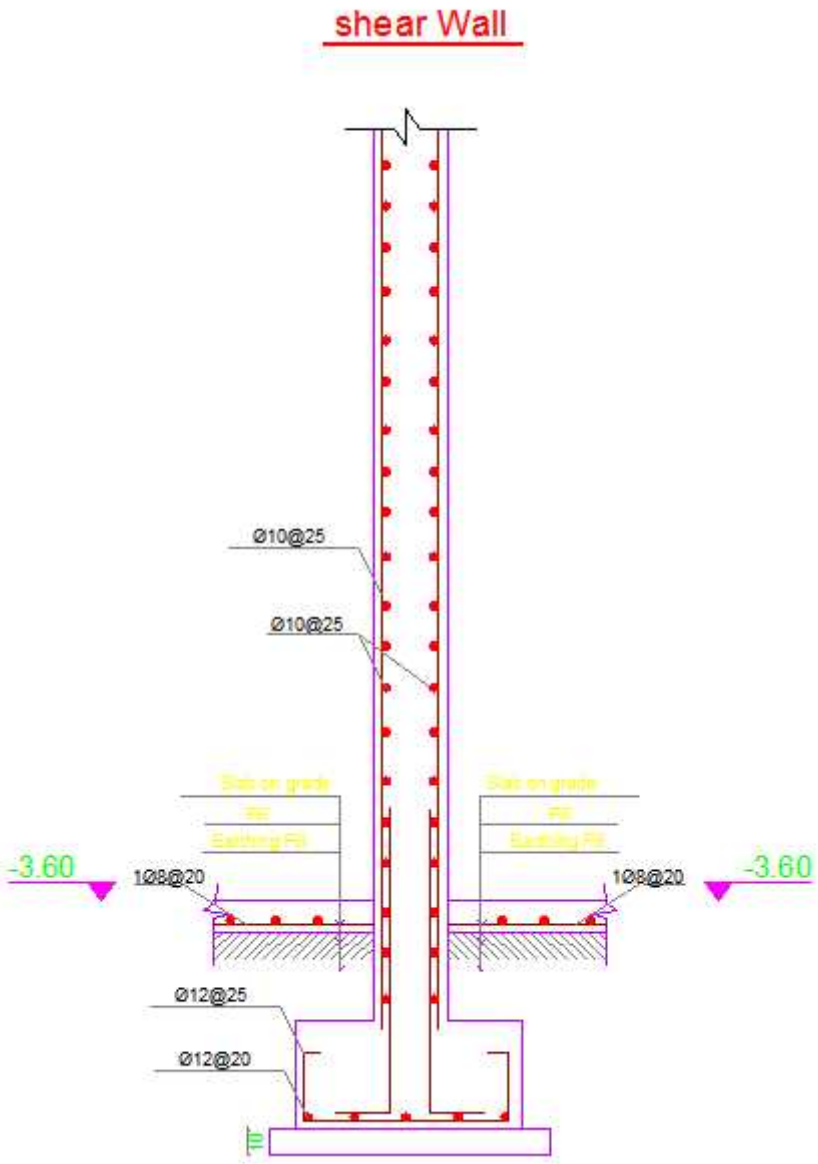


Fig. (4-38) Shear Wall Detail

(4.9) Design of column

(4.9.2) Design of long column

Select column (C11) for design

(4.9.2.1) Load Calculation:

Pu = ٣٨٥٠ KN

Pn =3850/ (0.65) = 5924 KN

(4.9.2.2) Determination of Ag_{req}

$°g = 2\ \%$

Pn =0.8 A_g {0.85 fc') *1 – ° g + (f_y * ° g }

5.924 = 0.8 *A_g {(0.85*24)* (1 – 0.02) + (0.02 *4٢٠}

$A_g = 0.243\ m^2$

Select 60*45 with $A_g = 0.27 m^2$

(4.9.2.3) Check Slenderness Effect:

- **In 60cm-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 4 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2002 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1 * 4}{0.3 * 0.6} = 22.3 > 22$$

Long coloumn in 60 cm direction

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI 318-2002\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(2234)}{3850} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.45 * 0.6^3}{12} = 0.0081\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23270.15 * 0.0081}{1+0.58} = 47.7 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI 318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 47.7}{(1.0 * 4)^2} = 29.5 MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns}\ = \frac{1}{1-(3850\ /0.75 * 29.5 * 10^3)} = 1.21 > 1$$

$$e_{\min}\ = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 600\ = 33 mm\ = 0.033 m$$

$$e = e_{\min}\ \times ¢_{ns}\ = 0.033 * 1.21 = 0.04$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.04}{0.6} = 0.066$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3850}{0.6 \times 0.45} \times \frac{145}{1000} = 2\ \ ksi$$

$$°_g\ = 0.025$$

$$A_s\ = °\ \times A_g = 0.02 \times 700 \times 450 = 6300\ mm^2\ `$$

$$\therefore Use 20¤20$$

(4.9.2.4) Design of the Reinforcement:

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 2 = 32 \ cm$$

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

$$spacing \leq least.\dim. = 600 \ mm$$

Use Φ10 @ 250 mm

- **In 45cm-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 4 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2002 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1*4}{0.3*0.45} = 29.5 > 22$$

$$\therefore long \quad Coloumn \quad in \quad 45 \vdots direction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI 318-2002\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(2234)}{3850} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.6 * 0.45^3}{12} = 0.00455\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23270.15 * 0.00455}{1+0.58} = 27 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI 318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 27}{(1.0 * 4)^2} = 16.5 MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{3859}{0.75 * 16.5 * 10^3}} = 1.45 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 450 = 28.5 mm = 0.0285\ m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0285 * 1.45 = 0.0413$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0413}{0.45} = 0.09$$

From Interactio n Diagram

$$¤\frac{P_n}{A_g} = \frac{3850}{0.6 \times 0.45} \times \frac{145}{1000} = 2k \ \ Psi$$

$$°_g = 0.025$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.02 \times 700 \times 450 = 6300\ mm^2 `$$

$$\therefore Use 20¤20$$

(4.9.2.4) Design of the Reinforcement:

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

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

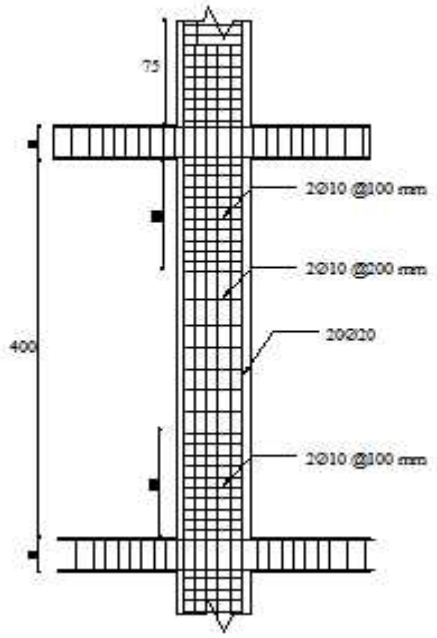
$S \leq$ Least dimension.

$spacing \leq 16 \times 2 = 16 \times 2 = 32\ cm$

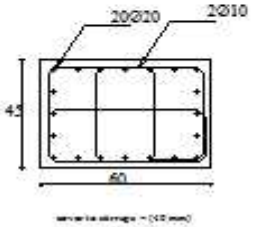
$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48\ cm$

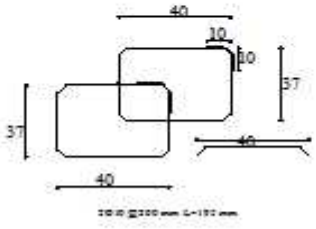
$spacing \leq least\ .\dim\ . = 450\ mm$

Use¤10@25 *cm*



Scale 1:100





CHAPTER 4 "DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS"

4-1 INTRODUCTION.

4-2 DESIGN OF ONE WAY RIBBED SLAB RIB (NO. 31).

4-3 DESIGN OF TWO WAY RIBBED SLAB

4-4 DESIGN OF TWO WAY SOLID SLAB

4-5 DESIGN OF BEAM (NO. 66).

4-6 DESIGN OF STAIR

4-7 DESIGN OF GRANDSTAND

4-8 DESIGN OF COLUMN (COL 4)

4-9 DESIGN OF BASEMENT WALL

4-10 DESIGN OF ISOLATED FOOTING

4-11 DESIGN OF COMBINED FOOTING

4-12 DESIGN OF WALL FOOTING FOR STAIR

4-13 DESIGN OF MAT FOUNDATION UNDER ELEVATOR

4-14 DESIGN OF THE WELL

4-15 DESIGN OF SHEAR WALL

CHAPTER FOUR

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

The strength of a structure depends on the strength of the materials from which it is made. For this purpose, design material strengths are specified in standardized ways.

Actual material strengths can't be known precisely. Structural strength depends, on the care with which a structure is built, which in turn reflects the quality of supervision and inspection. Members sizes may differ from specified dimensions, reinforcement may be out of position, poorly placed concrete may show voids, etc, and this can reduce the strength of the structure.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code-318-02.

So in this chapter we will explain the design of the structural element for this project, the dead load is calculated based on type of used materials, but the live load is chosen based on the values that are used in chapter three tables (2-3).

4-2 Determination of thickness

4-2-1 Determination of thickness for one- way ribbed slab

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

The overall depth of slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI Table (9.5.a).

Min h = L / 21 **for interior span**

Min h = 640 / 21 = 30.4 cm

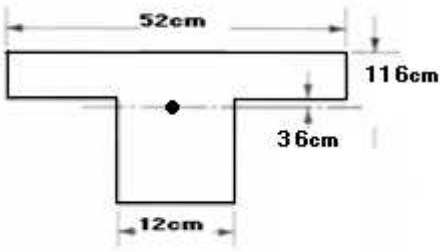
Min h = L / 18.5 **for exterior span**

Min h =633 / 18.5 = 34.2 cm

Min h = L / 16 **for simply support**

Min h =525 / 16 = 32.8 cm

4.2.2 Determination of thickness for two- way ribbed slab



$Y = \sum A\,Y / \sum A$

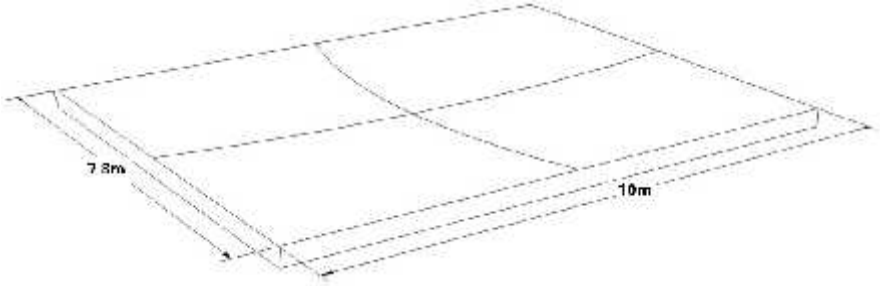
Y rib = (2*0.2*0.08*0.04)+(0.12*0.35*0.175) / (2*0.2*0.08) +(0.12*0.35)

=0.116m = 11.6 cm

$I_{rib} = (0.52)\,(0.116)^3/(3) - (0.52-0.12)\,(0.036)^3/(3) + (0.12)\,(0.234)^3/(3)$

$= 7.77 * 10^{-4}\ m^4/b$

$I_{slab1} = (7.77*10^{-4})\,(7.8)/\,0.52 = 116.55*10^{-4}$



$I_{slab2}= (7.77*10^{-4})\ (10)/\ 0.52 = 149.4*10^{-4}$

$I_b = (1/12)bh3= (1/12)\ (0.8)\ (0.35)3=2.86*10\text{-}3$

$\alpha_1 = I_b/ I_{slab} = 28.6*10\text{-}4/149.4*10^{-4} = 0.191$

$\alpha_2 = I_b/ I_{slab=} 28.6*10^{-4}/116.55*10\text{-}4 = 0.245$

$\alpha_m = \alpha_1+ \alpha_2 / 2= (.191+0.245)/ 2 = 0.218$

$0.2<\alpha_m < 2$

$h_m = L_n\ (0.8+ F_y/1400)/\ ((36+5\beta(\alpha_{m-0.2}))$…..eq…. ACI-318-02

$\beta = L_a/ L_b = 10/ 7.8 = 1.28$

$h_m = 10\ (0.8+ 420/1400)/\ (36+5*1.28(0.218\text{-}.2)) = 0.304$ m = 30.45cm

We select from one & two way rib slab , The Thickness Rib Slab = 35cm

Use an overall depth of 35 cm (27cm block) , and deflection must be considered .

4 –2-3 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 = 480 / 4 = 120 cm

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

b_E = C/C = 52 cm…….. Control

4-2-4 Dead load Calculation : -

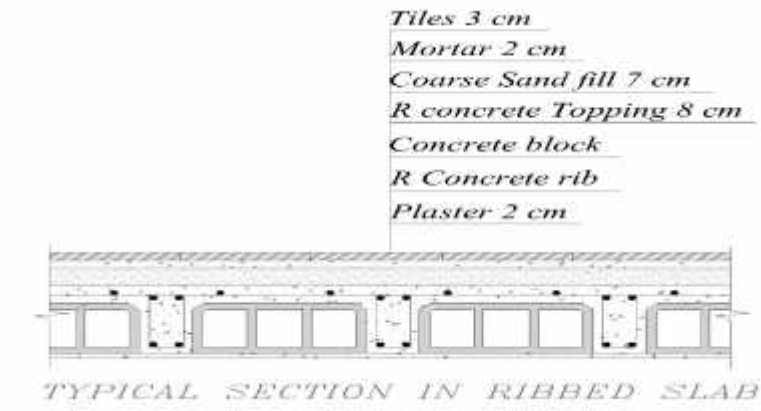


Figure (4-1) section in one way ribbed slab

Tiles	0.03*0.52*1*22 = 0.3432 kN/m of rib
Mortar	0.02*0.52*1*22 = 0.2288 kN/m of rib
Sand	0.07*0.52*1*16 = 0.5824 kN/m of rib
Topping	0.08*0.52*1*25 = 1.04 kN/m of rib
Block	0.4*0.27*1*10 = 1.08 kN/m.
Rib	0.27*0.12*1*25 = 0.81 KN/m of rib
Plaster	0.02*0.52*1*22 = 0.2288 KN/m of rib
partition	(1.25) (0.52) = 0.65 KN/m of rib

Nominal Total Dead Load = 4.9632 KN/m of rib

Factored Total Dead Load = 1.2*4.9632= 5.956 KN/m.

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5*1.6*0.52= 4.16 kN/m

4-2-5 Design of topping:-

Live load = 5 kN/m^2

Dead load:-

Tile =0.03*22=0.66 KN/ m^2 .

Motar =0.02*22 = 0.44 KN/ m^2 .

Sand =0.07*16=1.12 KN/ m^2 .

Topping = 0.08*25 =2 KN/ m^2 .

Partition =1.25 KN/ m^2 .

✍ Total Dead load = 5.47 KN/ m^2 .

$$Wu = 1.2\ (DL) + 1.6\ (LL)$$

$$= 1.2(5.47) + 1.6\ (5)$$

$$= 14.564\ kN/m^2.$$

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

$$Mu = \left(\frac{14.564 \times (0.4)^2}{12} \right) = 0.194 \text{ KN.m.}$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 0.00107 m^3$$

$$f_r = 0.42\sqrt{f'_c} = 0.42\sqrt{24} = 2.05$$
$$Mn = (f_r)(s)$$

Mn = (2.05)(0.00107) = 2.2 KN.m

$\Phi \times Mn = 0.55 \times Mn$ ($\Phi = 0.55$ for plain concrete)

$\Phi Mn = 0.55*2.2 = 1.21$ kN.m > Mu = 0.194 kN.m

✍ **No structural reinforcement is required**.

Minimum reinforced of slab is required according to ACI – COD:

For Shrinkage and Temperature:

As_{min} = 0.0018 × b × d

= 0.0018 × 100 × 8 = 1.44 cm².

➢ Use Φ 8 @ 20cm on center both ways

4-2-6 Rib Design (R31):

The length of spans are shown in figure (4-2) below .And the locations of Rib1 are shown in figure (4-3).

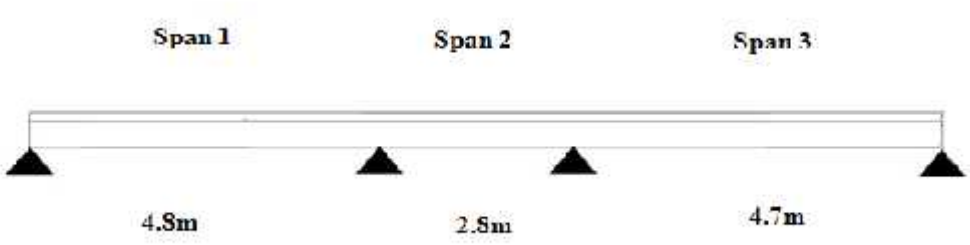


Figure (4-2) spans length

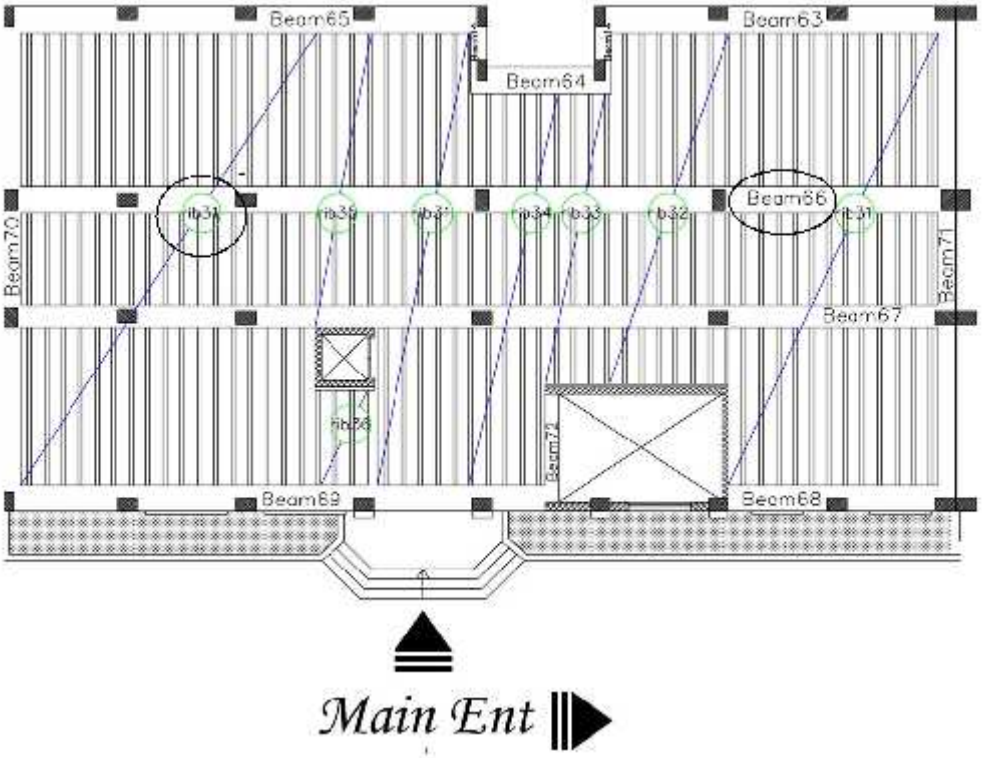


Figure (4-3) spans location

- Using ACI coefficient we get the following moment values for positive moment .

$$Wu = DL + LL = 5.956 + 4.16 = 10.12 \text{ KN/m}$$

4-2-7 Design for Positive Moment:

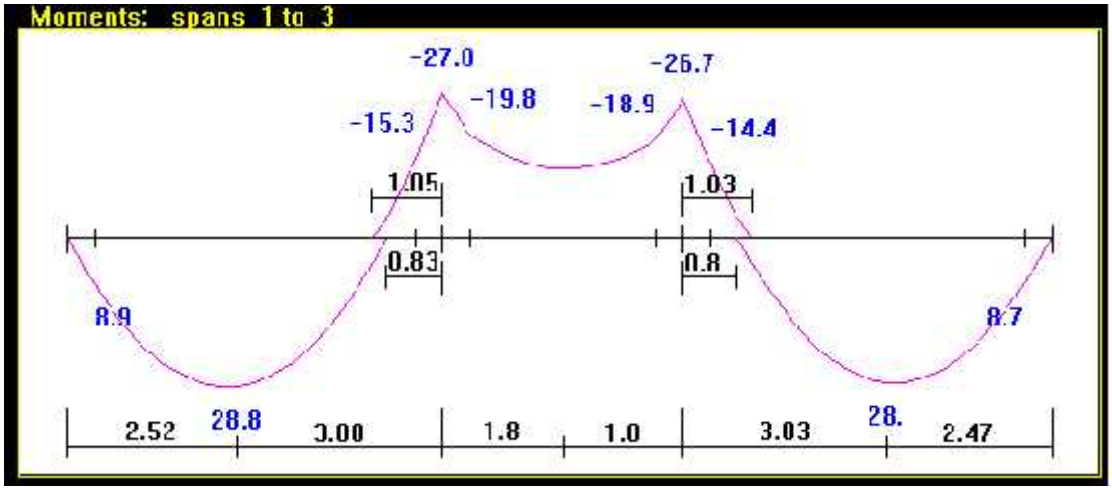


Figure. (4-4) The design moment for the Rib (R 31)

Design of Span 1 :

Mu max = 28.8 kN.m …….From Figure (4-4)

Check if a<t:

Assume a = t = 8 cm

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 350-20-8-6 = 316 mm

$Mn_f = 0.85 * fc * t_f * b_E *(d-t_f/2)= 0.85\ (24)\ (0.08)\ (0.52)(0.316-0.08/2)*1000$

=234.2 kN.m

$ØMn_f$ =0.9 *234.2 =210.8 KN.m

ØMn = 210.8 kN.m > Mu =28.8 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

➢ Design of rectangular section with b_E = 52 cm.

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28.8 * (10)^{-3}}{(.9)(0.520)(0.316)^2} = 0.615\ MPa$$

◦ $$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.615}{420}}\right) = 0.00148$$

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

$As_{req.} = 0.00148 \times 520 \times 316 = 243.2\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ……..} \text{ (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 $\geq$ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.

☞ As = 243.2 mm^2.

➢ Select 2Φ 14 With As = 306 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

306× 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

➢ a =12mm

B = 0.85

C= a /0.85 = 12/0.85=14.1

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (316-14.1)*(0.003) /(14.1) = 0.06

⇨0.06 > 0.005

⇨Ok

Design of Span ٢ :

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ..... (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 ≥ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.

➢ Select 2Φ 10 With As = 157 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

157× 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

➢ a =6.2mm

B = 0.85

C= a /0.85 = 6.2/0.85=7.29
ε_s = (d- C) (0.003)/C
ε_s = (316-7.29)*(0.003) /(7.29) = 0.12

⇨0.12 > 0.005
⇨Ok

Design of span (3):

Mu = 28 kN.m …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.52)(0.316)^2} = 0.6\,MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.6}{420}}\right) = 0.00148$$

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

$As_{req.} = 0.00148 \times 520 \times 316 = 243\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ …….. (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 ≥ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.
☞ As = 243 mm^2.

➢ Select 2Φ 14 With As = 306 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression
⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

306× 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

➢ a =12 mm

B = 0.85

C= a /0.85 = 12/0.85=14.1

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (316-14.1)*(0.003) /(14.1) = 0.06

⇨0.06 > 0.005

⇨Ok

4-2-8 **Design for Negative Moment:**

Support (2)

Mu = 19.8 kN.m ……. From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{19.8 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.12)(0.316)^2} = 1.83\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.83}{420}}\right) = 0.0046$$

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

$As_{req.} = 0.0046 \times 120 \times 316 = 174.4\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ……..} \quad \text{(ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 $\geq$ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.

☞ As = 174.4 mm^2.

➢ Select 2Φ 12 With As = 226 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

226× 420 = 0.85 × 24 × 120 × a

➢ a =38.8mm

B = 0.85

C= a /0.85= 38.8/0.85=45.6

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (316-45.6)*0.003) /(45.6) = 0.018

⇨0.018 > 0.005

⇨Ok

Support (3)

Mu = 18.9 kN.m …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{18.9 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.12)(0.316)^2} = 1.75\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.75}{420}}\right) = 0.0043$$

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

$As_{req.} = 0.0043 \times 120 \times 316 = 163\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ..... (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 $\geq$ 126.4 mm2

➢ Asmin. =1.264 cm^2.
☞ As = 163mm^2.

➢ Select 2Φ 12 With As = 226 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

226× 420 = 0.85 × 24 × 120 × a

➢ a =38.8 mm

B = 0.85
C= a /0.85= 38.8/0.85=45.6
ε_t = (d- C) (0.003)/C
ε_t = (316-45.6)*0.003) /(45.6) = 0.018

⇨0.018 > 0.005
⇨Ok

4-2-9 Design of shear reinforcement:

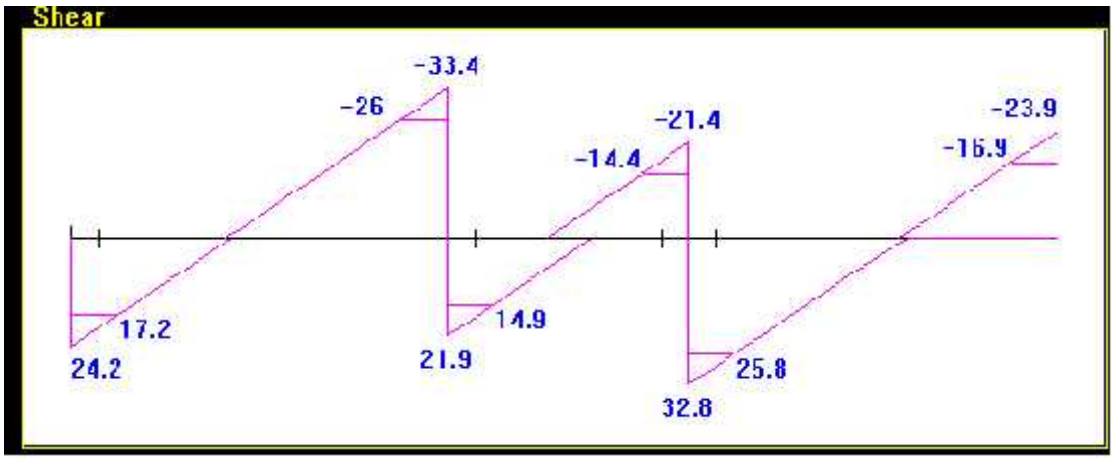


Figure. (4-5) The design Shear for the Rib (R 31)

Vu max = 26kN …… From Figure (4-5).

$$\text{¤}Vc = 0.75(\sqrt{24})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(0.120)(0.316)*1000/6 = 23.6KN$$

1.1ΦVc =1.1* 23.6 KN≥Vu max = 25.8 KN

No shear reinforcement is required. According to category 2 for joist construction

Use Φ8 @ 20 cm.

4-3 Design of Two way Ribbed slab:

4-3-1 Dead Load Calculation :-

Tiles	0.03*0.55*0.55*22 = 0.19965 kN/0.55*0.55of rib
Mortar	0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331 kN/0.55*0.55of rib
Sand	0.07*0.55*0.55*16 = 0.3388 kN/0.55*0.55of rib
Topping	0.08*0.55*0.55*25 = 0.605 kN/0.55*0.55of rib
Block	0.4*0.27*0.4*10 = 0.432 kN/0.55*0.55of rib
Rib	0.27*0.15*(0.55+0.4)*25 = 0.962 kN/0.55*0.55of rib
Plaster	0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331 kN/0.55*0.55of rib
partition	(1.25) (0.55) *0.55 = 0.378 kN/0.55*0.55of rib

Dead Load =3.18 kN/0.55*0.55of rib

Dead Load per unit area = 3.18 / 0.55*0.55= 10.5 KN/m^2

Live Load = 5 KN/ m^2

q_u =1.2 D + 1.6 L = 20.6 KN/m^2

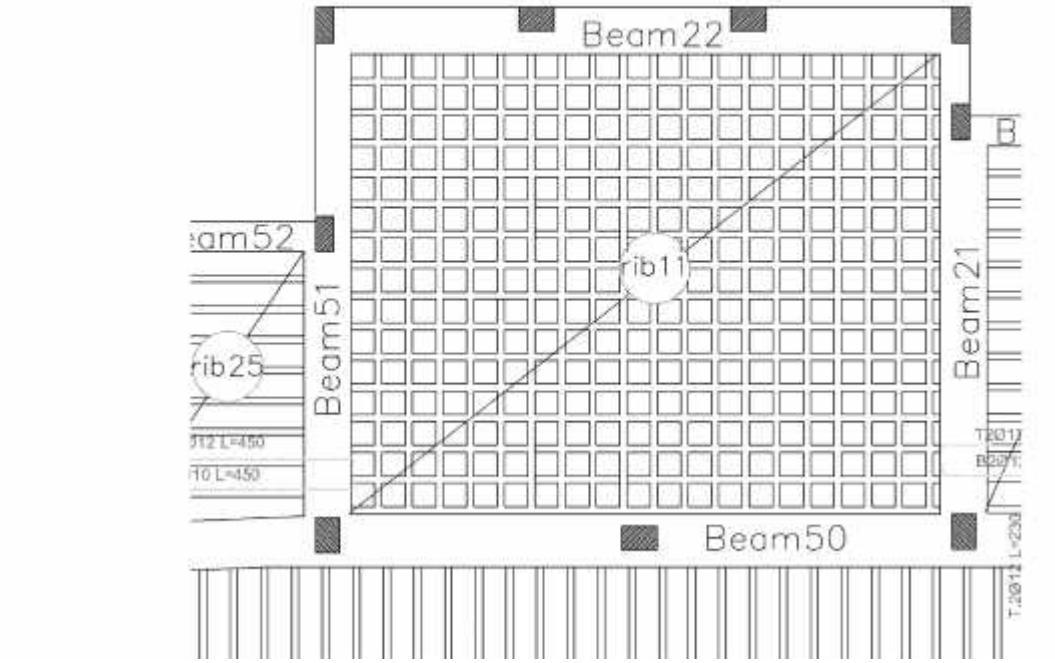


Figure (4-6) Location of Two way Rib.

La/ Lb = 7.8/10 = 0.8

From Table (12-6) :

Case (4)

Wa = 0.71

Wb =0.29

ΦVc ≥Vu

Vu= Wb* total load *(0.55/La)

Vu= (0.29/2)*20.6*7.8*10*(0.55/7.8)

Vu =16.42 KN

$¤Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(0.15)(0.316)*1000/6 = 29KN$

No shear reinforcement is required

Use Φ8 @ 20 cm.

4-3-2 Designs of moment

4-3-2-1 Design of positive moment:

From table (12-4)

Cadl=0.039

Cbdl=0.016

Madl = Cadl * W * $(La)^2$

Mbdl = Cbdl * w * $(Lb)^2$

From table (12-5)

Call = 0.048

Cbll = 0.02

Mall = Call * W * $(La)^2$

Mbll = Cbll * w * $(Lb)^2$

Ma (pos) ={ (0.039*12.6*$(7.8)^2$) +(0.048*8* $(7.8)^2$)} *0.55

Ma (pos) = 37 KN.m / rib

Mb (pos) ={ (0.016*12.6*$(10)^2$) +(0.02*8* $(10)^2$)} *0.55

Mb (pos) = 20 KN.m / rib

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 350-20-8-6 = 316 mm

Mn_f=0.85 * fc * t_f * b_E *(d-t_f/2)

Mn_f = 0.85 (24) (0.08) (0.55)*(0.316-0.08/2)*1000

=247.74kN.m

ØMn_f =0.9 *247.74=222.96 KN.m

ØMn = 222.96 kN.m > Mu =38 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 55 cm

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{37 * (10)^{-3}}{(.9)(0.55)(0.316)^2} = 0.75\ MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.75}{420}}\right) = 0.00182$$

A_s = 0.00182*(550)* (316) = 315 mm^2 > $A_{s\ min}$ =126.4 mm^2

Select $A_s = 315\ mm^2$

Use 2 Φ 16 mm , $A_s = 402\ mm^2$ in Both direction (X & Y).

4-3-2-2 Designs of Negative moment :

From table (12-3)

Ca neg = 0.071

Cb neg = 0.029

Mna neg = Ca neg * qu * $(La)^2$ *0.55

Mna neg = 0.071*20.6*$(7.8)^2$*0.55

Mna neg = 49 KN/rib

Mnb neg = Cb neg * qu * $(Lb)^2$ *0.55

Mnb neg = 0.029*20.6*$(10)^2$*0.55

Mnb neg = 33 KN/rib

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{49 * (10)^{-3}}{(.9)(0.15)(0.316)^2} = 3.6\,MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.6}{420}}\right) = 0.0096$$

$A_s = 0.0096*(150)*(316) = 455\ mm^2 > A_{s\,min} = 126.4\ mm^2$

Select $A_s = 455\ mm^2$

Use 2 Φ 18 mm , $A_s = 509\ mm^2$ in Both direction (X & Y).

4-4 Design of Two way solid slab:

4-4-1 Determination of Thickness:

$Ly = 5.5m$

$Lx = 3.9m$

$\frac{Ly}{Ly} = \frac{5.5}{3.9} = 1.4 < 2.0$

$\therefore \ Two \ way$

minimum thickness of the tow way solid slab is to be determined by the following equation:

$h_{\min} = \frac{per}{180}$

$Not \ less \ than \ 5in$

$h = \frac{18.9}{180} = 0.105m$

$Select \ h = 15cm$

$15cm > 5in = 12.55cm.....ok$

4-4-2 Dead Load Calculation :-

slab = 0.15*1*1*25 = 3.7 kN/ m2

DL = 3.7 KN/m2

SL = 1 KN/ m2

qu =1.2 D + 1.6 L = 6 KN/m2

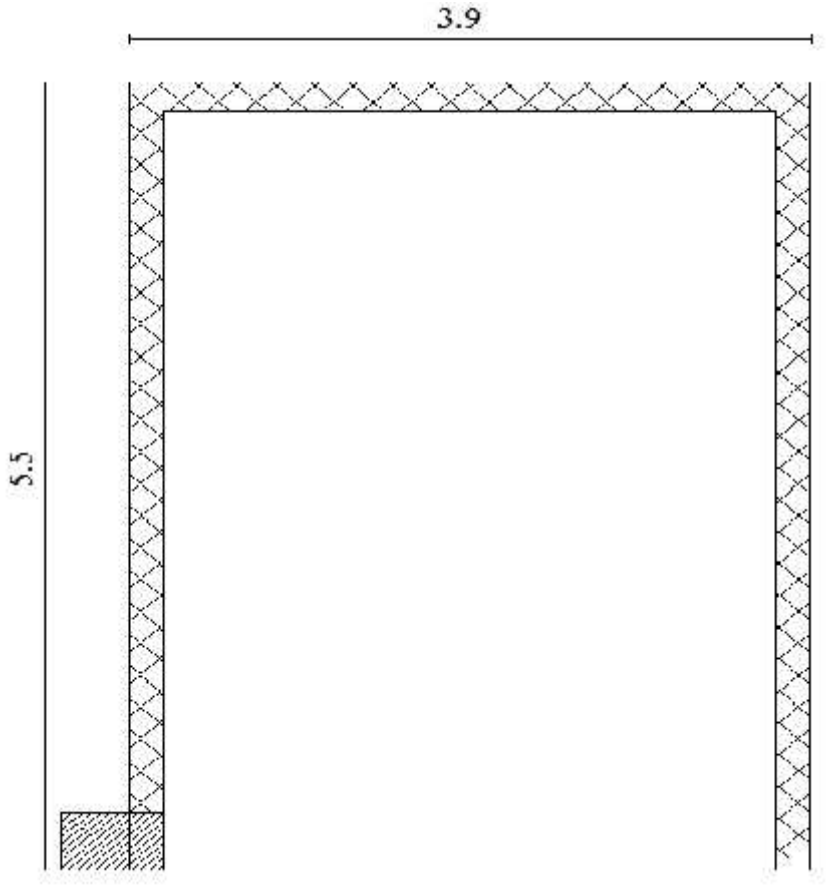


Figure (4-7) Location of Two way solid.

La/ Lb= 3.9/5.5 = 0.7

From Table (12-6) :

Case (1)

Wa = 0.81

Wb =0.19

ΦVc ≥Vu

Vu= Wb* total load *(0.55/La)

Vu= (0.19)* 6*3.9*5.5*(1/3.9)

Vu =6.27 KN

$\text{¤}Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(1)(0.116)*1000/6 = 71KN$

No shear reinforcement is required

4-4-3 Designs of moment

4-4-3-1 Design of positive moment:

From table (12-4)

Cadl=0.068

Cbdl=0.016

Madl = Cadl * W * (La) 2

Mbdl = Cbdl * w * (Lb) 2

From table (12-5)

Call = 0.068

Cbll = 0.016

Mall = Call * W * (La) 2

Mbll = Cbll * w * (Lb) 2

Ma (pos) ={ (0.068*4.44*(3.9) 2) +(0.068*1.6* (3.9) 2)}

Ma (pos) = 6.3 KN.m / rib

Mb (pos) ={ (0.016*4.44*(5.5) 2) +(0.016*1.6* (5.5) 2)}

Mb (pos) = 3 KN.m / rib

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 150-20-8-6 = 116 mm

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6.3*(10)^{-3}}{(.9)(1)(0.116)^2} = 0.52\ MPa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.52}{420}}\right) = 0.00125$$

$A^s = 0.00125*(1000)*(116) = 146\ mm^2 \leq A^{s\ min} = 270\ mm^2$

$A^{s\ min} = 0.0018*1000*150 = 270\ mm^2$

Select $A^s = 270\ mm^2$

Use Φ 12@35 cm , in Both direction (X & Y).

4-4-3-2 Designs of Negative moment :

$A^{s\ min} = 0.0018*1000*150 = 270\ mm^2$

Select $A^s = 270\ mm^2$

Use Φ 10@25 cm , in Both direction (X & Y).

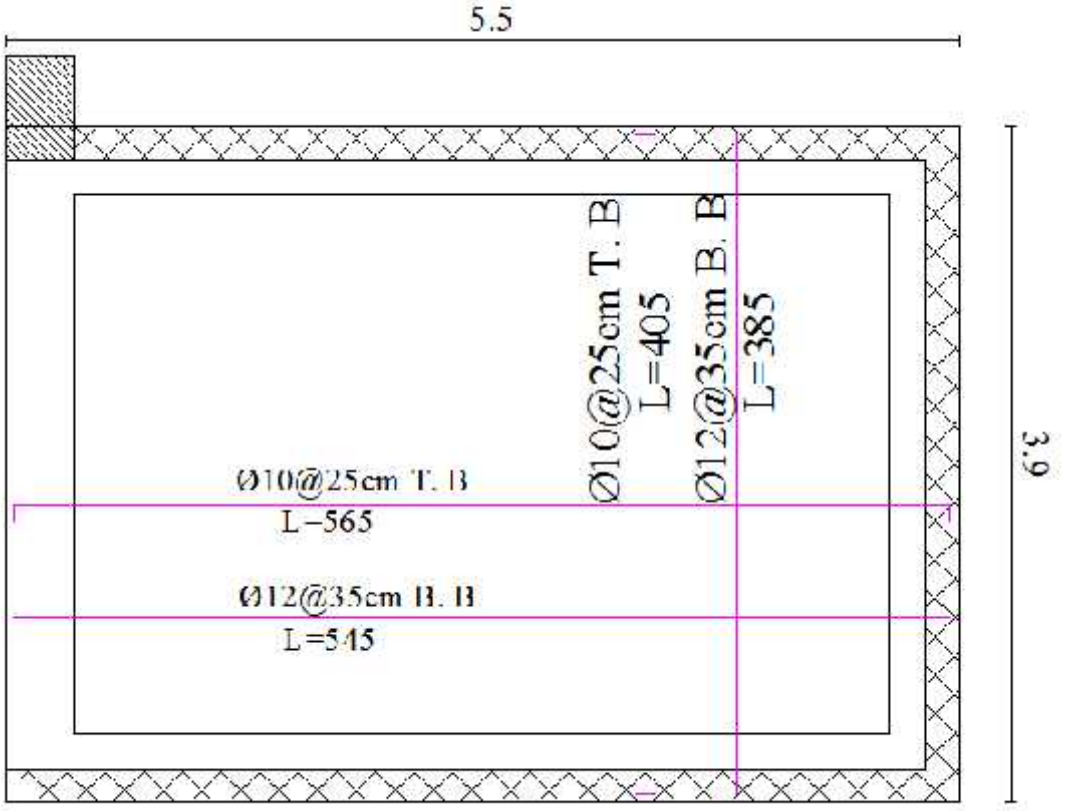


Figure (4-8) two way solid slab

4-5 Design of Beams - (B66):

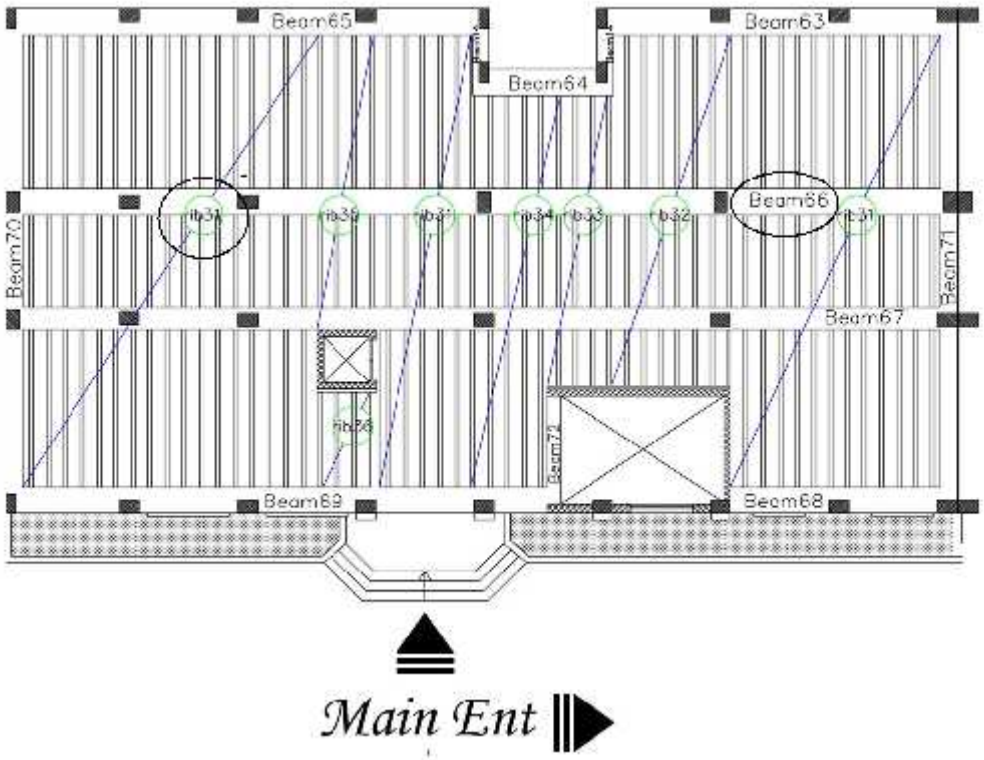


Figure (4-9) Location of Beam No. 66.

4-5-1 Design moment of beam (66):

Determination of beam Thickness :

Span (1):

h min = L / 18.5 For exterior span

h min = 720 /18.5 = 38.9 cm

h min = L / 21 For interior span

h min = 720/21 = 34.3 cm

Use an overall depth of 50cm

d = h -Cover - d-ds/2 = 500-40-10-10 = 440 mm.

Determine whether the Beam will act as rectangular :

Mu_{max} = 598 kN.m . for all spans . ……..From Figure (4-10).

Mn_{req} =552.9/0.9 =614.33 KN.m

$$\rho = 0.4 * 0.85\left(\frac{fc'}{fy}\right)B * \frac{600}{600 + FY} = 0.4 * 0.85\left(\frac{24}{420}\right) * 0.85 * \frac{600}{600 + 420} = 0.0097$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

Rn = ρ*fy (1 – ρm/2)

= 0.0097*420*(1-(0.0097*20.59/2) = 3.67 Mpa

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{614.33 * (10)^{-3}}{(b)(0.44)^2} = 3.67\ Mpa$$

B = 0.86 m

Select B = 90 cm

4-5-2 Design of Positive Moment:-

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(900)(440) \geq \frac{1.4}{420}(900)(440)$$

$$A_s\ \min = 1154.8\ mm^2 \geq 1320\ mm^2$$

$$A_s\ \min = 1320\ mm^2$$

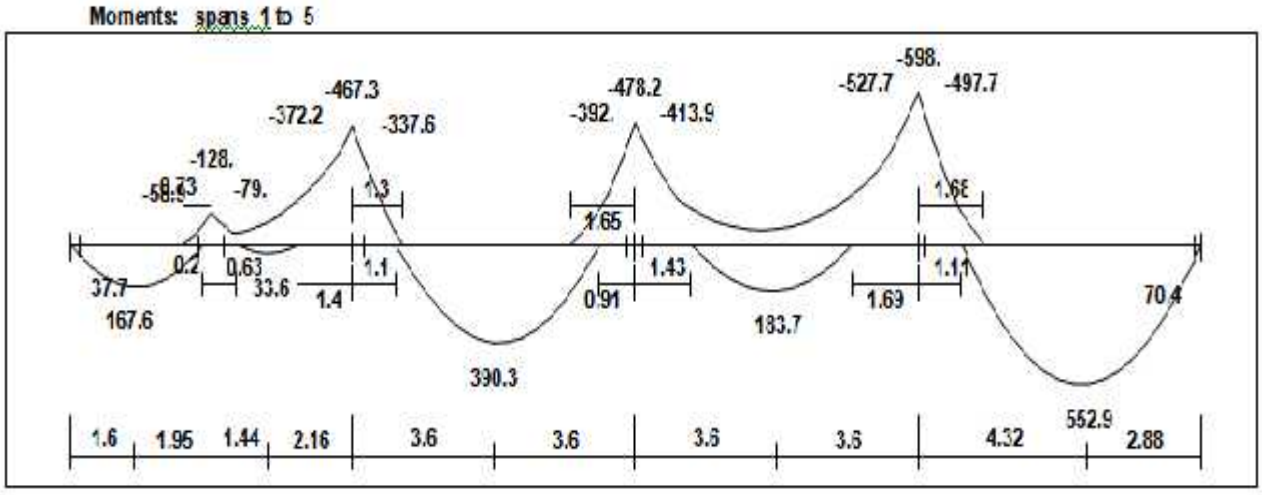


Figure. (4-10) The design moment for the beam (B 66)

Span (1):

Mu = 167.6 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{167.6 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 1.069\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.069}{420}}\right) = 0.0026$$

A_s = 0.0026*(900)* (440) = 1029.6 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

As = 1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm

C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005

⇨Ok

Span (2):

Mu = 33.6 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{33.6 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 0.214\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.214}{420}}\right) = 0.0005$$

A_s = 0.0005*(900)* (440) = 198 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

Select As min = 1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm

C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005

⇨Ok

Span (3):

Mu = 390.3 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{390.3 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 2.49\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.49}{420}}\right) = 0.0063$$

A_s = 0.0063*(900)* (440) = 2494.8 mm^2 > A_s min

Use 6 Φ 25 mm , A_s = 2946 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(2946) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 67.4 mm

C= a /0.85 = 67.4/.85 =79.3
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440-79.3)*(0.003) /(79.3) = 0.014

⇨0.014 > 0.005 OK

Span 4:

Mu = 183.7 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{183.7 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 1.17\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.17}{420}}\right) = 0.0029$$

A_s = 0.0029*(900)* (440) = 1148.4 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

Select A_s min =1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm
C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005
⇨Ok

Span 5:

Mu = 552.9 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{552.9 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 3.53\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 3.53}{420}}\right) = 0.0093$$

A_s = 0.0093*(900)* (440) = 3682.8 mm^2 > A_s min

Use 8 Φ 25 mm , A_s = 3928 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(3928) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 89.9 mm

C= a /0.85 = 89.9/.85 =105.8

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440-105.8)*(0.003) /(105.8) = 0.01

⇨0.01 > 0.005 OK

4-5-3 Negative moment reinforcement

Support (2)

Mu = 79 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{79 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 0.5\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.5}{420}}\right) = 0.0012$$

A_s = 0.0012*(900)* (440) = 475.2 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

A_s min =1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm
C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87
ε_s = (d- C) (0.003)/C
ε_s = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005
⇨Ok

Support (3)

Mu = 372.2 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{372.2*(10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 2.37\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*2.37}{420}}\right) = 0.006$$

A_s = 0.006*(900)* (440) = 2376mm^2 >A_s min

Use 8Φ 20 mm , A_s = 2512 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(2512) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 57.46mm
C= a /0.85 = 57.46/.85 = 67.6
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440 – 67.6)*(0.003) /(67.6) = 0.017

⇨0.017 > 0.005
⇨Ok

Support (4)

Mu = 413.9 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{413.9 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 2.64\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.64}{420}}\right) = 0.0068$$

A_s = 0.0068*(900)* (440) = 2692.8 mm^2 >A_s min

Use 6Φ 25 mm , A_s = 2946 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(2946) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 67.4mm
C= a /0.85 = 67.4/.85 = 79.3
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440 – 79.3)*(0.003) /(79.3) = 0.014

⇨0.014 > 0.005
⇨Ok

Support (5)

Mu = 527.7 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{527.7 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 3.37\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 3.37}{420}}\right) = 0.009$$

A_s = 0.009*(900)* (440) = 3564 mm^2 >A_s min

Use 8Φ 25 mm , A_s = 3928 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(3928) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 89.9mm

C= a /0.85 = 89.9/.85 = 105.8

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440 – 105.8)*(0.003) /(105.8) = 0.009

⇨0.009 > 0.005

⇨Ok

4-5-4 Design of Shear Reinforcement:

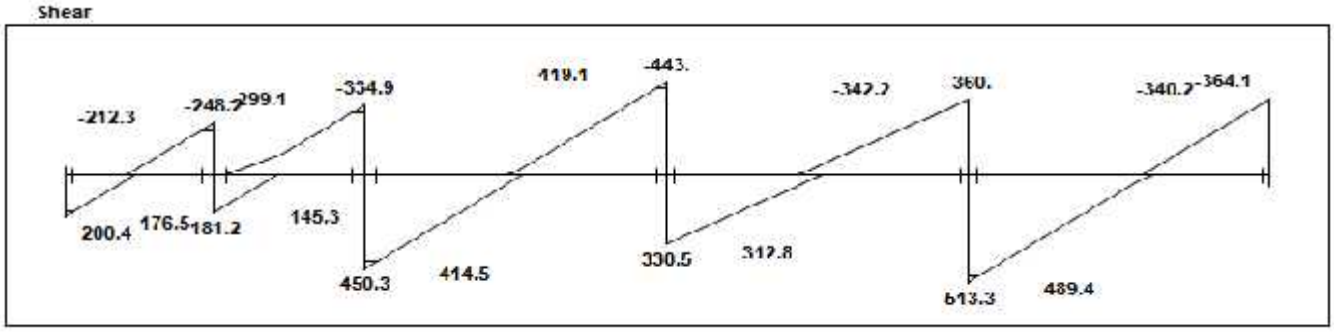


Figure. (4-11) The design Shear for the beam B (66)

V_u =489.4 KN……..As shown in Fig. (4.11)

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

$\phi Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(900)(440)/6 = 242.5KN$.

$\Phi Vs\ min = 0.75\ (1/3)*b*d = 0.75*(1/3)*900*440*10^{-3} = 99$ KN

$\Phi V_c + \Phi Vs_{min} = 242.5 + 99 = 341.5$ KN

$\phi Vc + \phi Vs\ min = 341.5KN \le Vu = 489.4KN \le 3\phi Vc = 727.5KN$

➢ Category (4) Satisfy

$Req\ \Phi Vs = Vu\ max - \Phi Vc$.

$Req\ \Phi Vs = 489.4 - 242.5 = 246.9$ KN

But:

$$\emptyset \times Vs = 0.75 \times \frac{\sqrt{Fy}}{S} \times Av \times d$$

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

Select Ø10 with 4 legs, So:

$$Av = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \text{No of legs}$$

$$Av = 3.14 \times \frac{10^2}{4} \times 4$$

$\Rightarrow Av = 314\ mm^2$

☞ $S = (0.75*420*314*440) / (246.9*10^3)$

$S = 176.3mm = 17.6$ cm

$S \le d/2 = 44/2 = 22$ cm

$S \le 60$ cm

use the smallest value of the imitations

☞ Select S =15 cm

⇨Use Ø10 @15 cm

4-6 Design of stair:

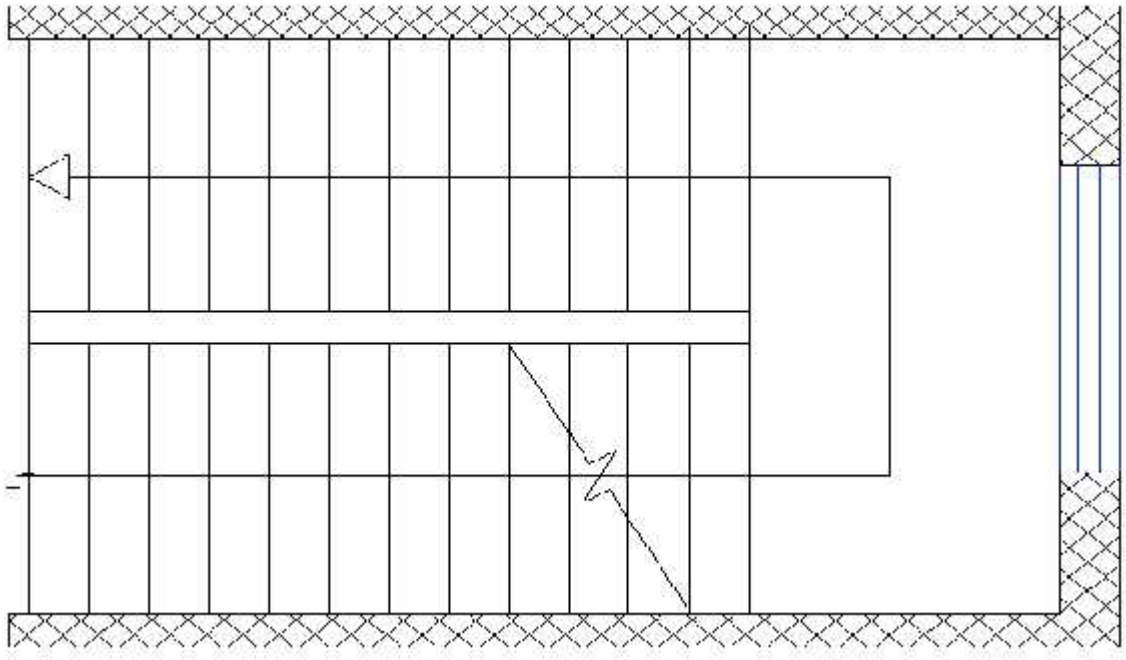


Figure (4-12) stair

4-6-1 Determination of Slab thickness:

$$h_{\min} = \frac{span}{20}$$

$$h_{\min} = \frac{4.40}{20} = 0.22\ m$$

$$Use \quad h_{\min} = 25\ cm$$

4-6-2 Load calculation:

Dead Load:

$$\text{Tiles} = \frac{(0.17+0.35)\times 0.03\times 22}{0.3} = 1.15\ KN/m$$

$$\text{Morter} = \frac{(0.17+0.3)\times 0.02\times 22}{0.3} = 0.7\ KN/m$$

$$\text{Stair} = \frac{0.5\times 0.3\times 0.17\times 24}{0.3} = 2.04\ KN/m$$

$$\text{Concret} = \frac{0.25\times 25}{\cos 30} = 7.2\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = \frac{0.02\times 22\times 1}{\cos 30} = 0.51\ KN/m$$

Dead Load for landing :

$$\text{Concret} = 0.25\times 25 = 6.25\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = 0.02\times 22 = 0.44\ KN/m$$

$$\text{Morter} = 0.02\times 22 = 0.44\ KN/m$$

$$\text{Tiles} = 0.03\times 22 = 0.66\ KN/m$$

Total Load:

$$D.L_{total} = 11.6\ KN/M$$
$$L.L_{total} = 5\ KN/M$$

$$D.L_{total}\,lan = 7.8\ KN/M$$
$$L.L_{total}\,lan = 5\ KN/M$$

From ater pro.We get

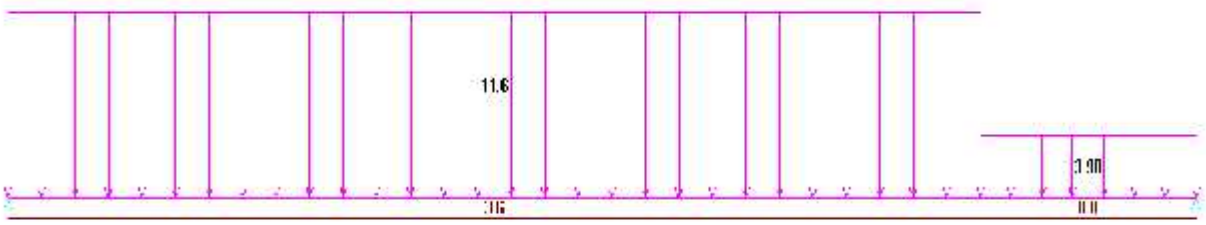


Figure (4-13) dead load diagram

Mu =50.9KN/M

Vu =37.6 KN/M

h =25 cm

Assuming Ø 12 for main reinforcement-:

So, d =250-20-6 = 224 mm

Take d= 224 mm

4-6-3 Design of shear:

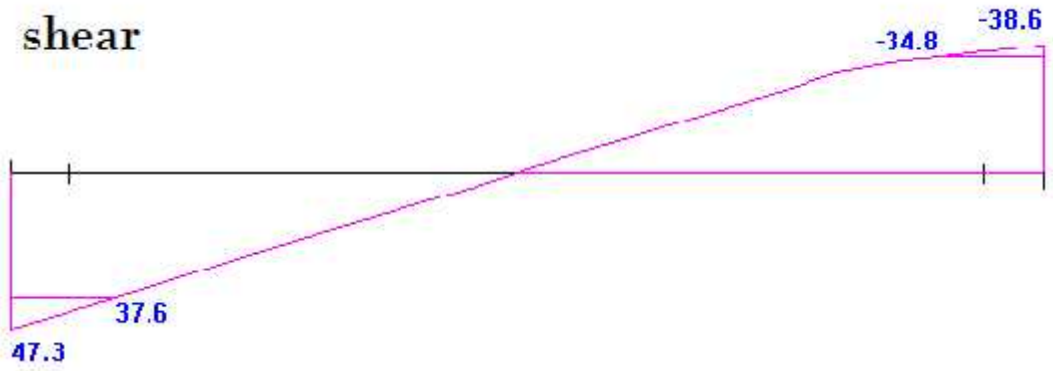


Figure (4-14) shear diagram

Vu =37.6 KN.

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

$$¤Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.224 \times 10^3}{6} = 137.2KN$$

Vu =37.6 KN< Ø.Vc =137.2 KN.

No shear Reinforcement is required OK

4-6-4 Design of Bending Moment

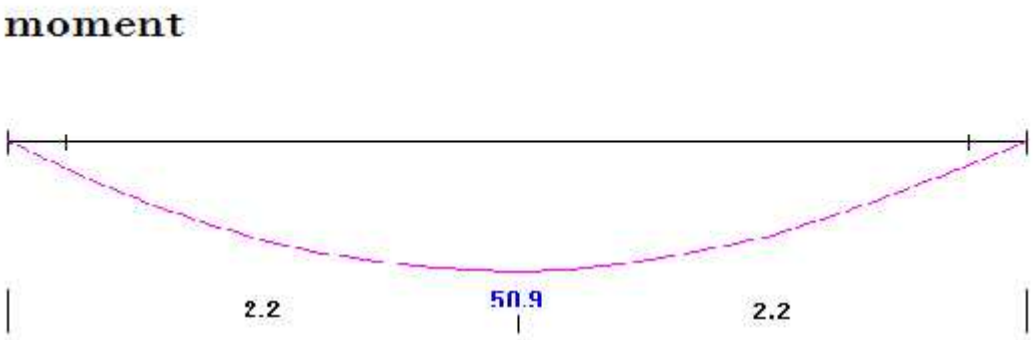


Figure (4-15) bending moment

- Mu =50.9KN.m.

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{50.9}{0.9} = 56.5\ KN..m$$

d =22.4cm.

- $K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$

$$K_n = \frac{56.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.224^2} = 1.13MPa\ .$$

- $m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.13}{420}}\right) = 0.0028$$

As req =0.0028×1000×224 =620

- $As_{\min} \geq \dfrac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$

$$\geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(224) \leq \frac{1.4}{420}(1000)(224)$$

$$653.2 \leq 746.6$$

$$so \quad As_{\min} = 746.6\ mm^2$$

$A_{s\ min}$ =746..6 ≥ $A_{s\ req}$ =620

$A_{s\ min}$ =746.6mm^2 …….Control.

$$\#\,\text{Of Bars} = \frac{746.6}{154} = 4.84$$

Use ¤14 @ 20 cm…..…..…... With As = 1000 / 200 × 153 = 765mm².

4-6-5 Check for yielding:

- Tension =Compression

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

$$765 \times 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.75mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.75}{0.85} = 18.53mm$$

$$£_s = \frac{224 - 18.53}{18.53} * 0.003$$

$$£_s = .0332 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4-6-6 Development length of the bars:

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

$$L_d = \frac{420}{2 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 52cm$$

$$L_d = 60\ cm$$

4-6-7 Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 765 = 153 mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 mm^2$$

Use ¤10 @ 15 cm …..…..…..…..…. With As = (1000 / 150) * 78.5 = 524mm².

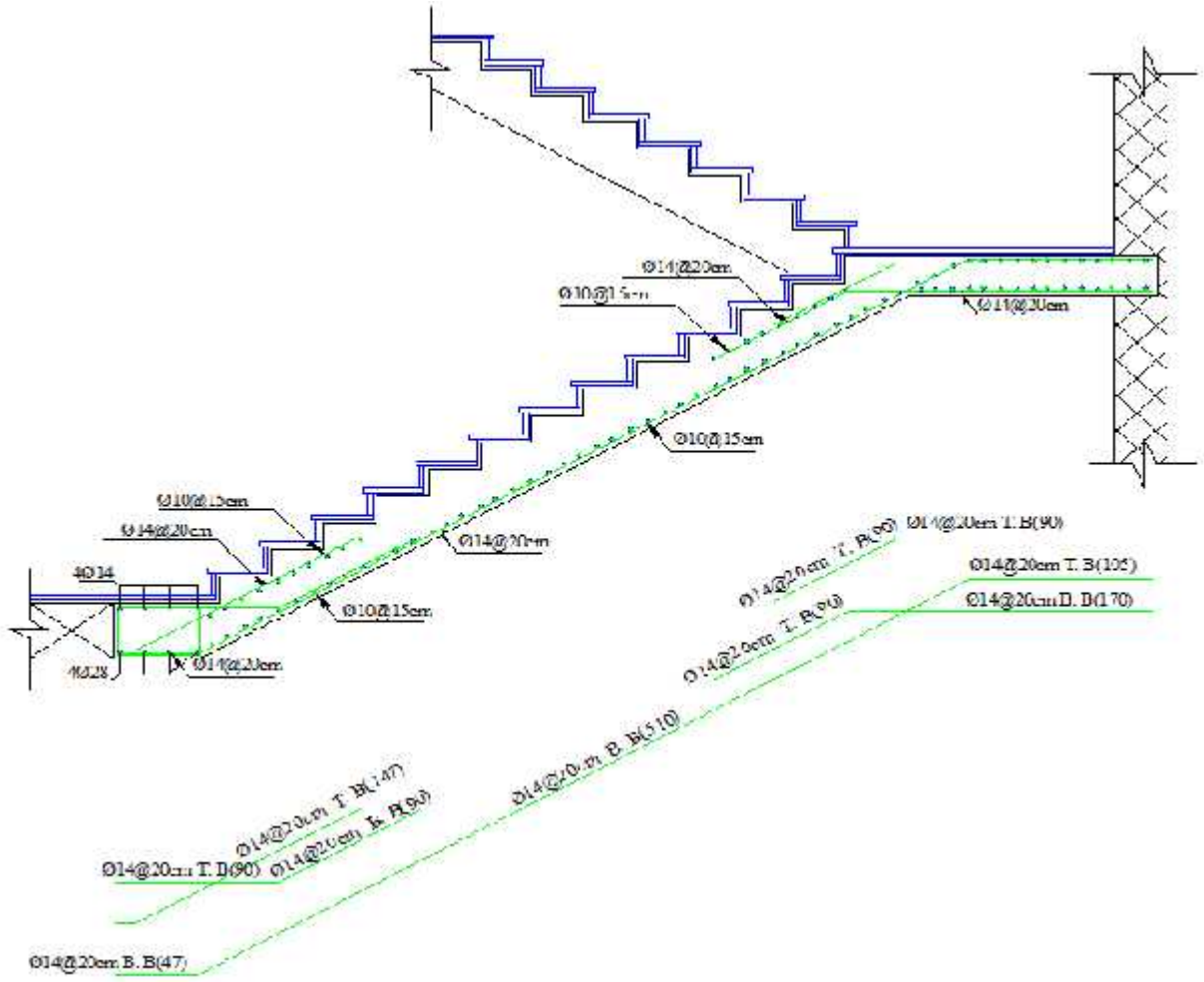


Figure (4-16) stair reinforcement

4-7 Design of grandstand:

4-7-1 Determination of Slab thickness:

$$h_{\min} = \frac{span}{20}$$

$$h_{\min} = \frac{4.65}{20} = 0.23\,m$$

$$Use \quad h_{\min} = 25\,cm$$

4-7-2 Load calculation:

Dead Load:

chair = 0.1 KN/m

$$\text{Tiles} \quad = \frac{(0.3+0.8)\times 0.03\times 22}{0.8} = 0.91 KN/m$$

$$\text{Morter} \quad = \frac{(0.30+0.8)\times 0.02\times 22}{0.8} = 0.6\ KN/m$$

$$\text{Stair} \quad = \frac{0.5\times 0.3\times 0.8\times 24}{0.8} = 3.6\ KN/m$$

$$\text{Concret} \quad = \frac{0.25\times 25}{\cos 30} = 7.3\ KN/m$$

$$\text{Plaster} \quad = \frac{0.02\times 22\times 1}{\cos 30} = 0.51\ KN/m$$

Total Load:

$$D.L_{total} = 13\ KN/M$$

$$L.L_{total} = 5\ KN/M$$

Factored load

$$q_u \quad = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2\times 10.393 + 1.6\times 5 = 23.6\ KN/m$$

For one meter Strip, q_u =23.6 KN/m.

From ater pro.We get

Mu =44.5KN/M

Vu =52.5 KN/M

h =25 cm

Assuming Ø 12 for main reinforcement-:

So, d =250-20-6 = 224 mm

Take d= 224 mm

4-7-3 Design of shear-:

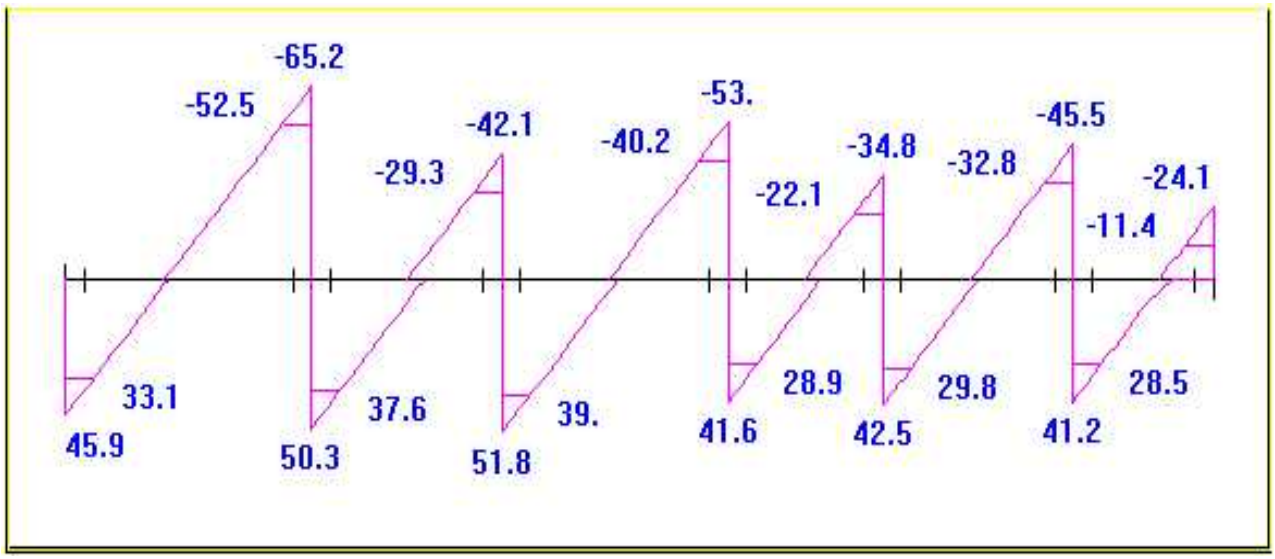


Figure (4-17) shear diagram

Vu =52.5 KN.

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

$$¤Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.224 \times 10^3}{6} = 137.2KN$$

Vu =52.5 KN< Ø.Vc =137.2 KN.

No shear Reinforcement is required OK

4-7-4 Design of Bending Moment:

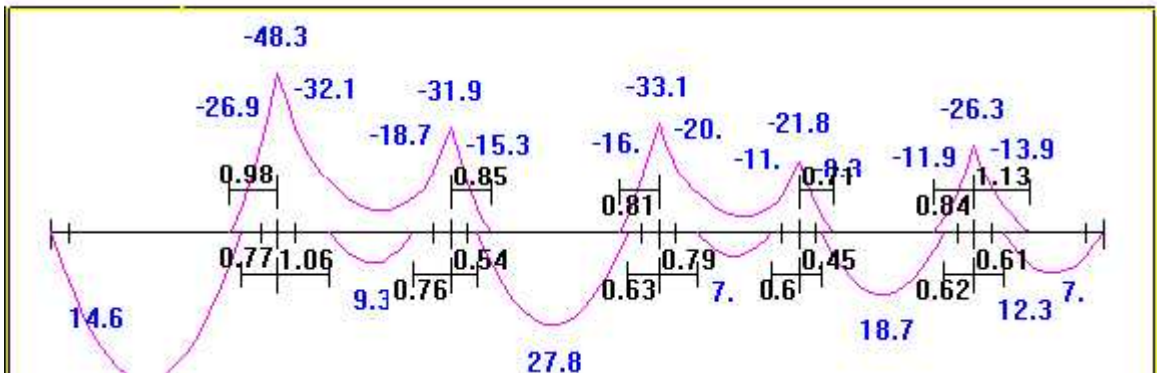


Figure (4-18) moment diagram

- Mu =44.5KN.m.

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{44.5}{0.9} = 49.4\ KN..m$$

d =22.4cm.

- $K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$

$$K_n = \frac{49.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.224^2} = 0.98MPa\ .$$

- $m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.98}{420}}\right) = 0.0024$$

As req =0.0024×1000×224 =534

- $As_{\min} \geq \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$

$$\geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(224) \le \frac{1.4}{420}(1000)(224)$$

$$653.2 \le 746.6$$

$$so \quad As_{\min} = 746.6\ mm^2$$

$A_{s\ min} = 746..6 \geq A_{s\ req} = 534$

$A_{s\ min} = 746.6 mm^2$ ……Control.

$$\#\ Of\ Bars = \frac{746.6}{154} = 4.84$$

Use ¤14 @ 20 cm…..…..…... With As = 1000 / 200×153 = 765mm².

4-7-5 Check for yielding:

- Tension =Compression

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

$$765 \times 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.75mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.75}{0.85} = 18.53mm$$

$$£_s = \frac{224 - 18.53}{18.53} * 0.003$$

$$£_s = .0332 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4-7-6 Development length of the bars:

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

$$L_d = \frac{420}{2 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 52cm$$

$$L_d = 60\ cm$$

4-7-7 Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 765 = 153 mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 mm^2$$

Use ¤10 @ 15 cm …..…..…..…..…. With As = (1000 / 150) * 78.5 = 524mm².

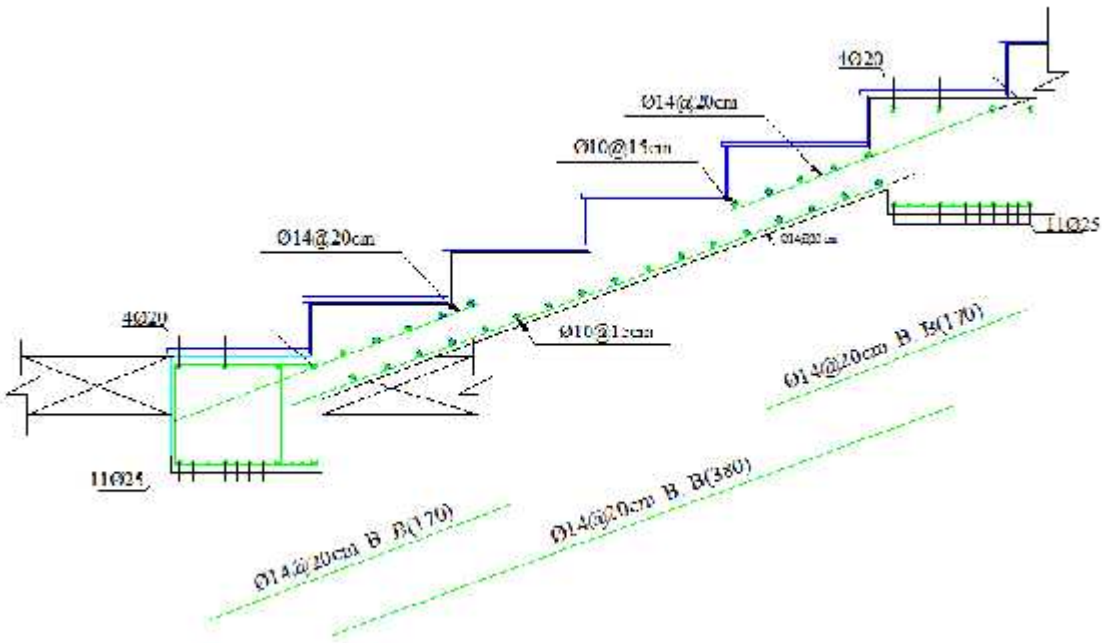


Figure (4-19) grandstand details

4-8 Design of column

4-8-1 Design of long column

Select column (C4) for design

4-8-2 Load Calculation:

Pu = ٣٨٥٠ KN

Pn =3850/ (0.65) = 5924 KN

4-8-3 Determination of Agreq

$^{\circ}g = 2\ \%$

Pn =0.8 Ag {0.85 f_c') *1 – ° g + (fy * ° g }

5.924 = 0.8 *Ag {(0.85*24)* (1 – 0.02) + (0.02 *4٢٠}

Ag = 0.243 m2

Select 60*45 with Ag = 0.27m2

4-8-4 Check Slenderness Effect:

- **In 60cm-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.
K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

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

Lu = 4 m

M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1*4}{0.3*0.6} = 22.3 > 22$$

Long column in 60 cm direction

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI 318-2002\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(2234)}{3850} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.45 * 0.6^3}{12} = 0.0081\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23270.15 * 0.0081}{1+0.58} = 47.7 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI 318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 47.7}{(1.0 * 4)^2} = 29.5 MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(3850\ /\ 0.75 * 29.5 * 10^3)} = 1.21 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 600 = 33 mm = 0.033 m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.033 * 1.21 = 0.04$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.04}{0.6} = 0.066$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3850}{0.6 \times 0.45} \times \frac{145}{1000} = 2\ \ ksi$$

$$° _g = 0.025$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.02 \times 700 \times 450 = 6300\ mm^2\ `$$

$$\therefore Use 20¤20$$

4-8-5 Design of the Reinforcement:

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

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

$S \le$ Least dimension.

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 2 = 32\ cm$$

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

$$spacing \le least\ .\dim . = 600\ mm$$

Use Φ10 @ 250 mm

- **In 45cm-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 4 m

M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1*4}{0.3*0.45} = 29.5 > 22$$

$$\therefore long\ \ Coloumn\ \ in\ \ 45 \vdots dirction$$

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

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(2234)}{3850} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.6*0.45^3}{12} = 0.00455\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*0.00455}{1+0.58} = 27MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 * 27}{(1.0*4)^2} = 16.5MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{3859}{0.75*16.5*10^3}} = 1.45 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 450 = 28.5mm = 0.0285\ m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0285\ *1.45 = 0.0413$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0413}{0.45} = 0.09$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3850}{0.6\times 0.45} \times \frac{145}{1000} = 2k\ \ Psi$$

$$°_g = 0.025$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.02 \times 700 \times 450 = 6300\ mm^2 `$$

$$\therefore Use 20¤20$$

4-8-6 Design of the Reinforcement:

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

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

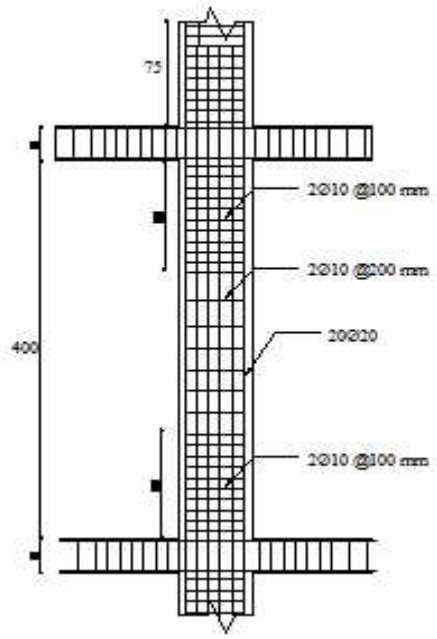
$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times 2 = 16 \times 2 = 32 \ cm$$

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

$$spacing \leq least \ .\dim . = 450 \ mm$$

Use¤$10@25 \ cm$



Scale 1:100

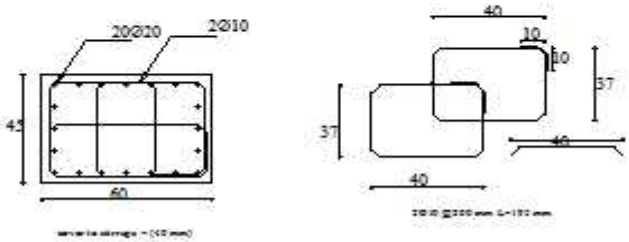


Figure (4-20) reinforcement of column

4-9 Design of Basement wall:

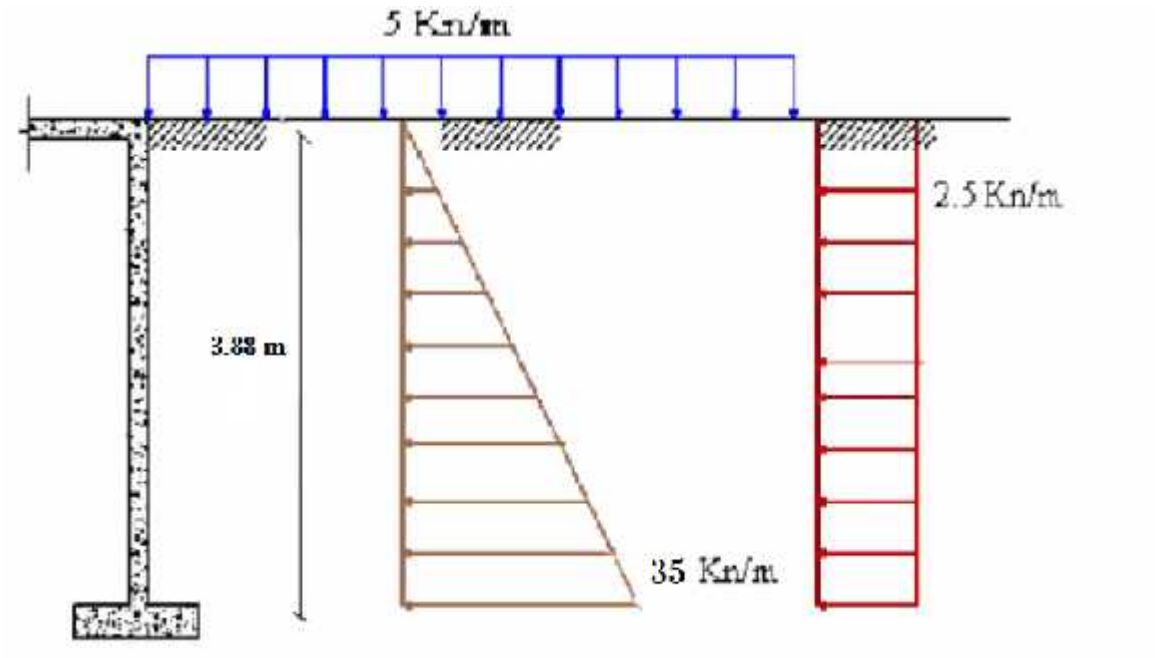


Figure (4-21) Basement wall- Diagram

4-9-1 Load Calculation :

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.88 \times 0.5 = 35$ Kn/m2

$q_2 = P \times K_0$

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

Mu =60 kN.m

Mn =60/0.9 =67kN.m

4-9-2 Wall Design :

Mu =60 kN.m

Mn =60/0.9 =67kN.m

$$d = 300 - 30 - 12 = 258\,mm$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{67 \times 10^6}{1000 \times 258^2} = 1Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1}{420}}) = 0.00244$$

$$As_{req} = 0.0024 \times 1000 \times 258 = 630mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} \times b \times d = \frac{0.25\sqrt{24} \times 1000 \times 258}{420} = 752mm^2 / m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 \times bw \times d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 258}{420} = 860mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 860mm^2 / m < As_{req} = 630mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{860}{154} = 6$$

Select Φ14@20cm c/c

As_{min} = 0.0012×b ×h

= 0.0012 ×1000× 300

= 360 mm^2/ m

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

4-9-3 Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

$As_{horezantal} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 mm^2 / m$

$\#\, of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{600}{113} = 5.3$

Select Φ12@20cm c/c

4-9-4 Check for Shear :

$¤ \times Vc \geq Vn$

$¤ \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 258$

$¤.Vc = 158 >> Vu = 56.3\ kN$

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

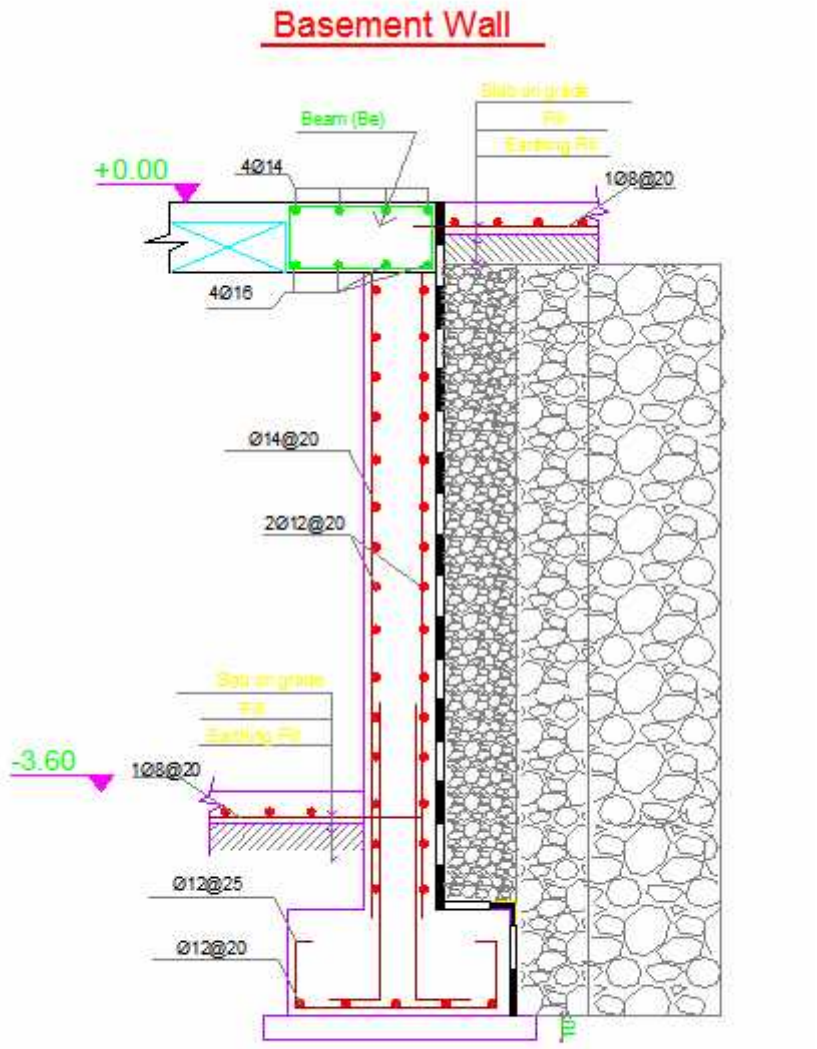
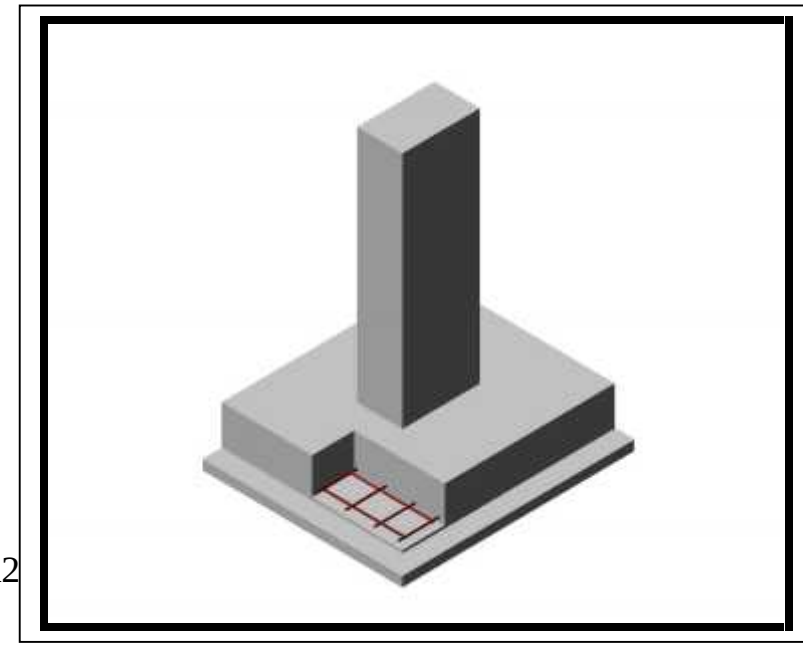


Figure (4-22) Basement wall- Detail

4-10 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 (F5t)



4-10-1 Load Calculation:

From Column :

Factored load =3850 KN

Soil weight =18 KN/m3

Soil depth =1.0 m

Column geometry 60*45 cm

Allowable soil pressure =500 KN/m2

$$Pu = 3850Kn$$
$$Cw = 25*0.6*0.45*16 = 108Kn$$
$$Sw = 18*3*1 = 54Kn$$
$$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$$
$$Pu_T = 3850 + 1.2*108 + 1.2*54 = 4444.5Kn$$

Total service load =2871 +108 +54 =3033 KN

Where :

Cw :Column weight

Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

PuT :Total load on foundation

4-10-2 Design of Footing Area:

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

Allowable soil pressure =500 KN/m²

Area)A = (Total service load / Soil Pressure

= 3033 KN /500 KN/m²

= 6.1m2

Try 2.6m *2.6m Area = 6.76m2 > Required Area =6.1 m2

For the design of the renforce concrete member, factored load must be used :

Pu =1360 KN

$$\pm_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{4444.4}{6.76} = 657 KN/m^2 < 1.4*500 = 700 KN/m^2 .....OK$$

4-10-3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = hmin = 75 cm … ..d =75-7-1 =67 cm

Check for one way shear strength

$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.75}{2}+0.67=1.045m$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=657*(\frac{2.6}{2}-1.045)*2.6=436KN$

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

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2600*670=1066Kn$

$¤.Vc=1066KN\geq Vu=436KN$

$\therefore\ \ Safe$

Check for two way shear action (punching)

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

$$¤.V_c=¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}b_od$$

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

$$¤.V_c=¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}b_od$$

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{60}{45}=1.33$$

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

$b_o=4d+2a+2b=4*0.67+2*0.45+2*0.6=4.78m$

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.33}\right)*\sqrt{24}*4780*670 = 4911Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*(7.41)*\sqrt{24}*4580*620 = 7271Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4780*670 = 3922Kn$$

$¤.V_C = 3922Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = [2.6*2.6-\{(0.45+0.67)*(0.6+0.67)\}]*657 = 3507KN$

$¤.Vc = 3922Kn > Vu_C = 3507Kn$..... *satisfied*

4-10-4 Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(600*450)]/1000 = 3580Kn$

But $Pu = 3850 \geq ¤.Pn = 3580$

$\therefore$ Dowels are required for load transfer.

In column

$$As = \frac{\frac{Pu}{¤} - Pn}{Fy}$$

$$As = \frac{\frac{3850}{.65} - 5508}{420}$$

$As = 989mm^2$

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*600*450 = 1350mm^2$

Select $20\Phi10$

$As_{\text{Provided}} = 1560mm^2 > As_{\text{Req.}} = 989mm^2$

In footing

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc' A1\sqrt{\frac{A2}{A1}})$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{2.6*2.6}{0.6*0.45}} = 5 \geq 2$$

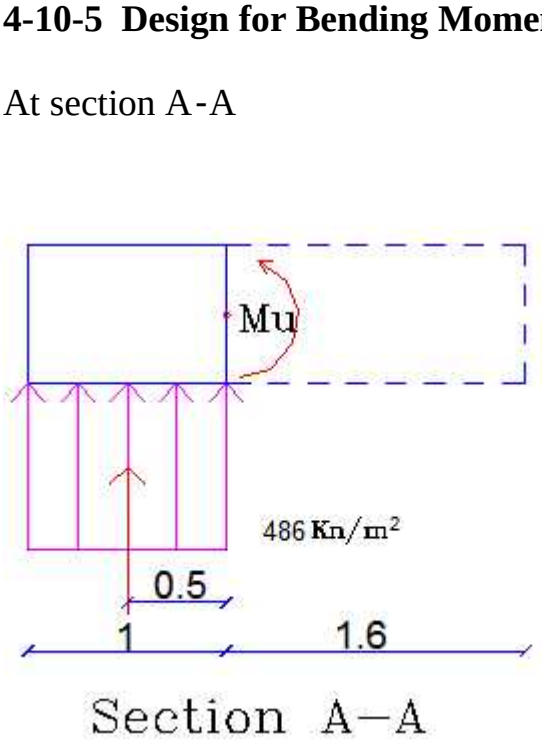
$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 2$$

$$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*0.6*0.45*2*1000 = 7160Kn$$

$$But\ \ Pu = 3850 \leq ¤.Pn = 7160$$

4-10-5 Design for Bending Moment:

At section A-A



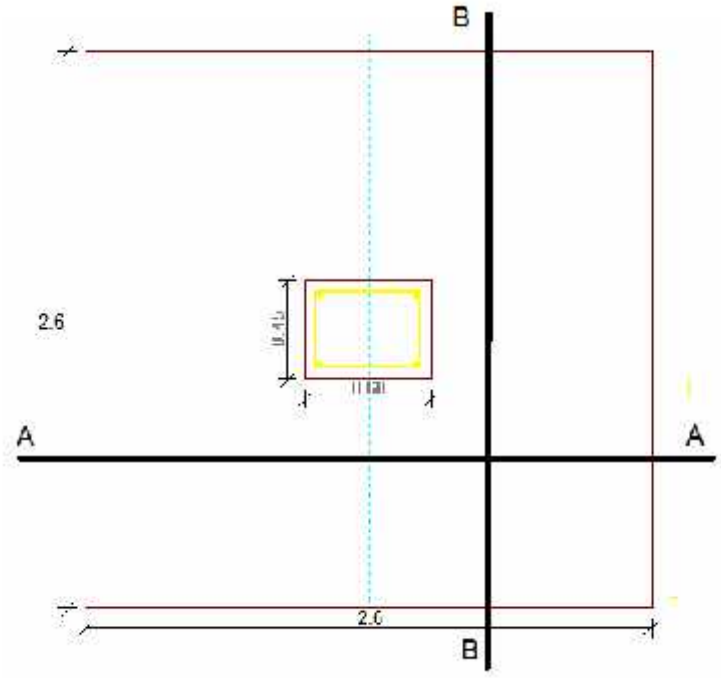


Figure (4-23) isolated footing section A-A

$$Mu = 486*(1*2.6)*0.5 = 631.8Kn.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{631.8}{0.9} = 702KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{702\times10^6}{2600\times670^2} = 0.6Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.6}{420}}\right) = 0.00145$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00145*2600*670 = 2526\ mm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*2600*750 = 3510m^2$$

$$\therefore As = 3510mm^2$$

Select 23¤14....$As_{Provided} = 3542mm^2 > 3510mm^2$.....*ok*

At section B-B

$$Mu = 486*(1.075*2.6)*0.54 = 733.5Kn.m$$

$$Mn = \frac{733.5}{0.9} = 815KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{815\times10^6}{2600\times670^2} = 0.7Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

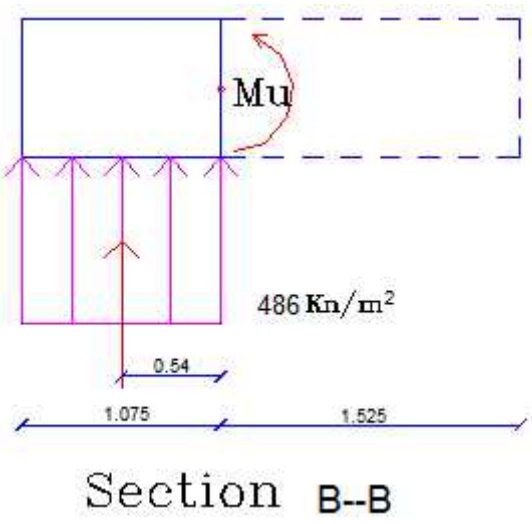


Figure (4-24) isolated footing section B-B

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.7}{420}}\right) = 0.0017$$

$$As_{\text{Re}q.} = ° * b * d = 0.0017 * 2600 * 670 = 2955 mm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2600 * 750 = 3510 mm^2$$

$$\therefore As = 3510 mm^2$$

Select 23¤14....$As_{\text{Pr}ovided} = 3542 mm^2 > 3510 mm^2$.....*ok*

4-10-6 Check for Strain :

Tension =Compression

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

$$3510 * 420 = 0.85 * 24 * 2600 * a$$

$$a = 27.8 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{27.8}{0.85} = 32.7$$

$$£_s = \frac{670 - 32.7}{32.7} * 0.003$$

$£_s = 0.058 > 0.005$ .....*OK*

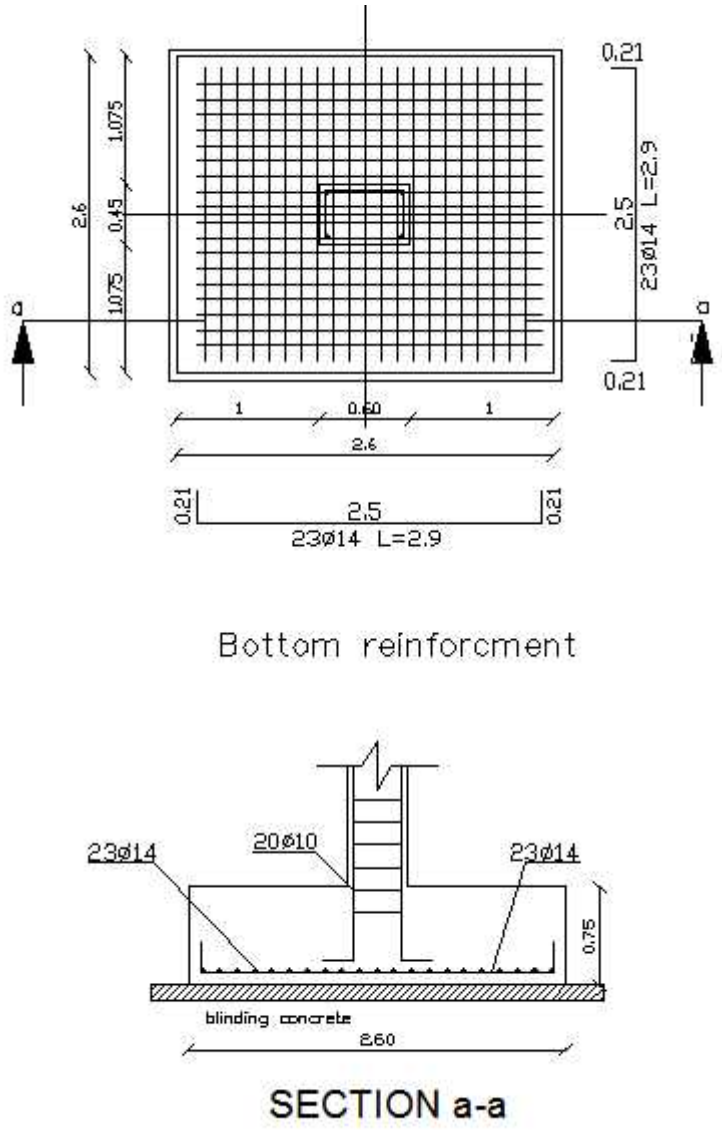


Figure (4-25) reinforcement of isolated footing

4-11 Design of combined footing

Footing for the column C10 & C10

C10 : 50*30 ……D.L =1480 KN , L.L =503 KN

Pu =1.2*1480+1.6*503 = 2580.8 KN

C10 :50*30 …… D.L =1480 KN , L.L =503 KN

Pu =1.2*1480+1.6*503 = 2580.8 KN

4-11-1 Determination of the footing diminutions

Allowable soil pressure =500 KN/m^2

$Pu = 2580.8 + 2580.8 = 5161.6KN$

$Cw = 25*12*(0.5*0.3 + 0.5*0.3) = 90KN$

$Sw = 18*3*1 = 54KN$

$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$

$Pu_T = 5161.6 + 1.2*90 + 1.2*54 = 5334.4KN$

Total service load =1480+503+1480+503 +90+54 =4110 KN

Where :

Cw :Column weight

Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

Pu_T :Total load on foundation

Distance between the two columns is 1.05 m center to center

$FR = 2580.8 + 2580.8 = 5161.6KN$

FR Position

$5161.6 * X = 2580.8 * 1.05$

$\Rightarrow X = 0.52m \ \ from\ C10\ \ center$

$A_{req.} = \dfrac{Force}{\pm} = \dfrac{4110}{500} = 8.22m^2$

$try \ldots 3.6 * 2.4 = 8.64 > 8.22m^2$

$\pm = \dfrac{5161.6}{8.64} = 597.4KN/m^2 < 1.4*500 = 700KN/m^2 .....OK$

4.11.2 Determination of the foundation depth

Assume h = 60 cm … ..d =60-7-1 =52 cm

- **Check for one way shear strength**

$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.6}{2}+0.52=0.82m$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=597.4*(1.8-0.82)*2.4=1405.5KN$

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

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2400*520=7642.42Kn$

$¤.Vc=7642.2KN>Vu=1121KN\ \therefore OK$

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

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

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

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

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

Where:

$${}_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{50}{30}=1.67$$

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

$b_o=(0.5+0.52)*2+2*(0.52+0.3)=3.68m$

$b_o=(0.5*0.525+0.52/2)*2+1*(0.52+0.3)=3.39m$

$\therefore b_o=3.39m$

$\sim_s=40$ …… .for interior column

$¤.V_C=¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.67}\right)*\sqrt{24}*3.68*520=2372.3KN$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.52}{3.68}+2\right)*\sqrt{24}*3.68*520 = 4391.2KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3.68*520 = 2159KN$$

$$¤.V_C = 2159KN \;\ldots\ldots\; Control$$

$$Vu_C = Pu - FR_b$$

$$FR_b = \pm_{bu} * area\ \ of\ \ critical\ \ section$$

$$Vu_C = 2580.8 - [613.7*(1.285*0.82)] = 1934.1KN$$

$$¤.Vc = 2159KN > Vu_C = 1934.1KN \ldots\ldots\ satisfied$$

4-11-3 Design for Bending Moment:

- **Bottom reinforcement**
- **At section A-A**

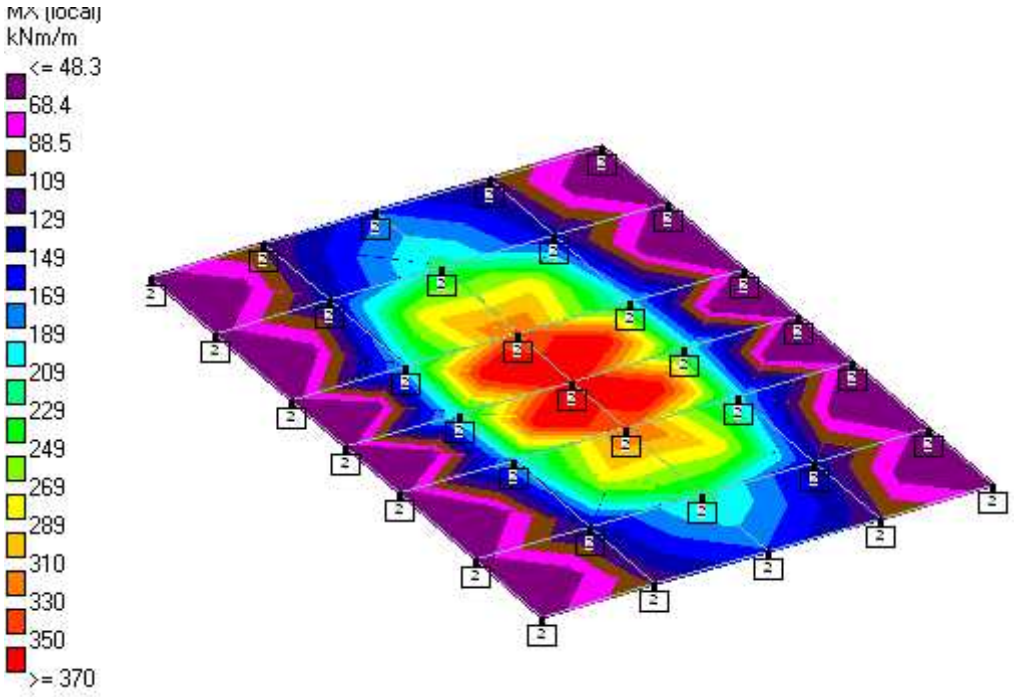


Figure (4-26) Moment Diagram for footing

$$Mu = 370Kn..m$$

$$d = 600 - 80 = 520\ mm$$

$$Mn = \frac{370}{0.9} = 411.1KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{411.1\times10^6}{1000\times(520)^2} = 1.5Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.5$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.5\times 1.5}{420}}\right) = 0.0037$$

$$As_{\text{Req.}} = \circ * b * d = 0.0037*1000*520 = 1924mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*600 = 1080mm^2$$

$$\therefore As = 1924mm^2 .....control$$

Select ¤18@12.5cm…..…ok

Tension =Compression

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

$$2034.4*420 = 0.85*24*1000*a$$

$$a = 41.9mm$$

$$c = \frac{41.9}{0.85} = 49.3$$

$$£_s = \frac{520-49.3}{49.3} * 0.003 = 0.028$$

$$£_s = 0.028 > 0.005 \qquad .....OK$$

At section B-B

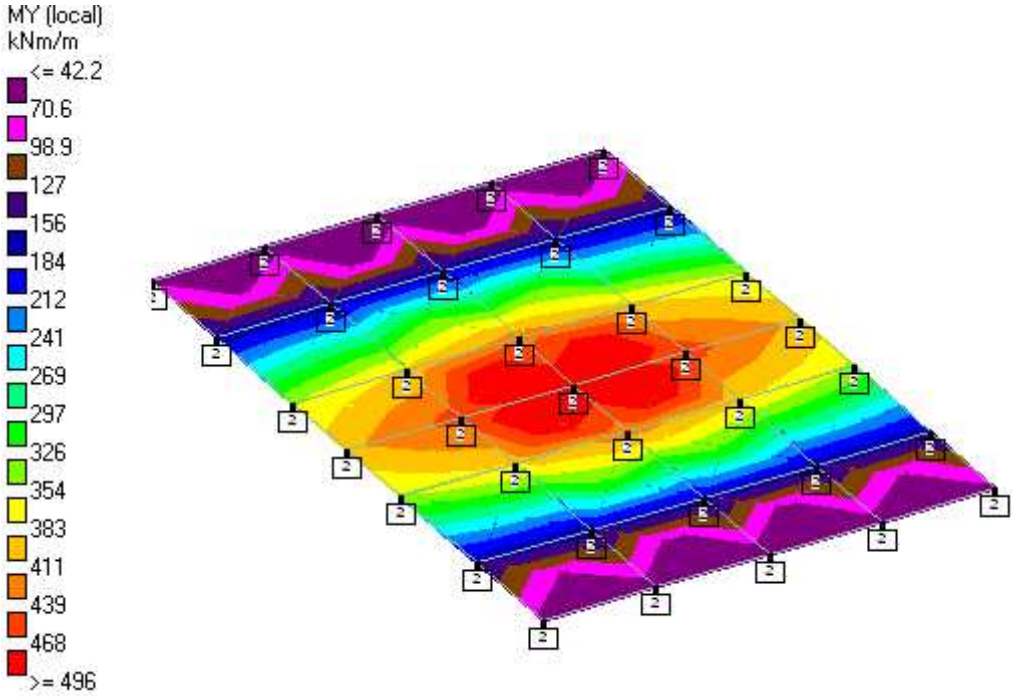


Figure (4-27)moment diagram for footing

$Mu = 496 Kn..m$

$d = 600 - 80 = 520\ mm$

$$Mn = \frac{496}{0.9} = 551.11 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{515.11 \times 10^6}{1000 \times (520)^2} = 1.9 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc^{'}} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$$

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

$$° = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.5\times 1.9}{420}}\right) = 0.0047$$

$$As_{\text{Req.}} = ° * b * d = 0.0047 * 1000 * 520 = 2444 mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 600 = 1080 mm^2$$

$$\therefore As = 2444 mm^2 .....control$$

Select ¤18@10 cm….Asprovided = 2444mm^2 > 2543mm^2 ….ok

Tension =Compression

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

$$2543 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 52.3 mm$$

$$c = \frac{52.3}{0.85} = 61.5$$

$$£_s = \frac{520-61.5}{61.5} * 0.003 = 0.02$$

$$£_s = 0.02 > 0.005 \qquad .....OK$$

- **Toping reinforcement**

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 600 = 1080 mm^2$$

Select ¤18@20cm….

4-11-4 Check transfer of load at base of column:

$$¤.Pn = ¤.(0.85 fc' Ag)$$

$$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (500 * 300)]/1000 = 1989 KN$$

$$But \;\; Pu = 2580.8 \geq ¤.Pn = 1989$$

∴ Dowels are required for load transfer.

In column

$$As = \frac{\frac{Pu}{¤} - Pn}{Fy}$$

$$As = \frac{\frac{2580.8}{.65} - 3600}{420}$$

$$As = 882mm^2$$

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 500 * 300 = 750mm^2$$

$$Select\ 10\Phi 10$$

$$As_{Provided} = 1560mm^2 > As_{Req.}$$

In footing

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc'A1\sqrt{\frac{A2}{A1}})$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{3.6 * 2.4}{0.5 * 0.3}} = 7.5 \geq 2$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 2$$

$$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * 0.5 * 0.3 * 2 * 1000 = 3978KN$$

$$But\ \ Pu = 2580.8 \leq ¤.Pn = 3978$$

$\therefore$ Use As = 0.005*500*300 = 750 mm^2

$$Ld = 600 - 75 - 2 * 18 - 14 = 475$$

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

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 18$$

$$Ld = 386mm.....ok$$

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

$$Ld \geq 0.4 \times 420 \times 18 = 302mm$$

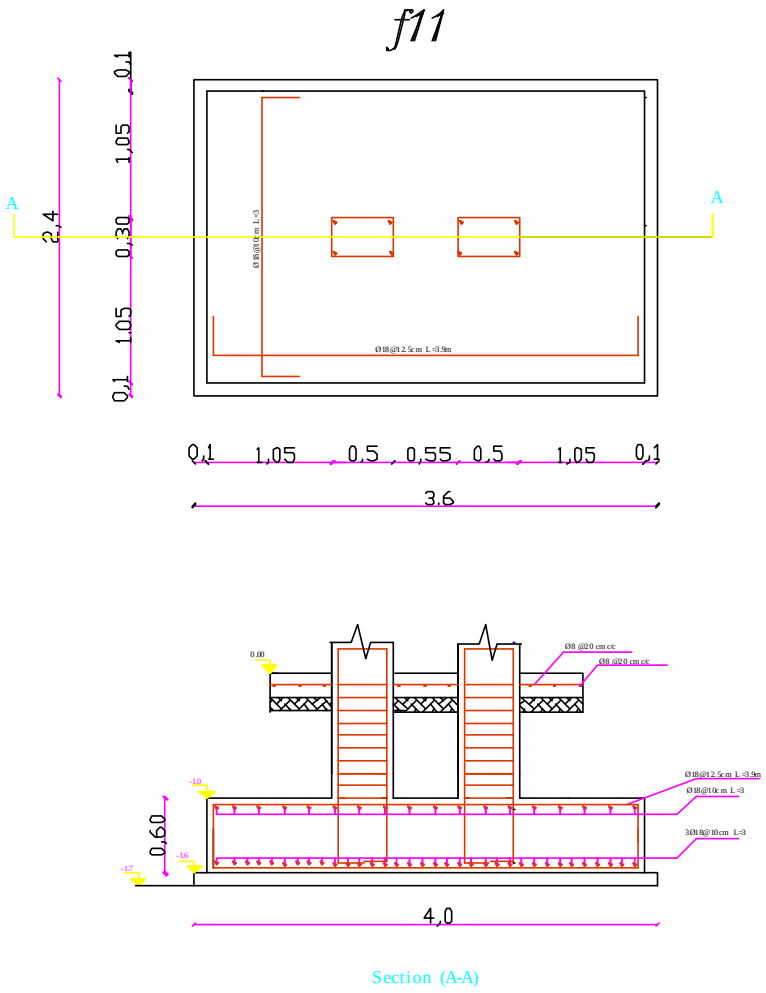


Figure (4-28) combined footing detail

4.12 Design of wall footing for stair:

4-12-1 Load Calculation:

Weight of wall (D.L) = height×Thickness × 1m wide × γ_c

= 3.7 ×.25×24*5 =111 KN/m

From one way rib =18*5= 90KN/m

L =9.6 *5= 48KN/m

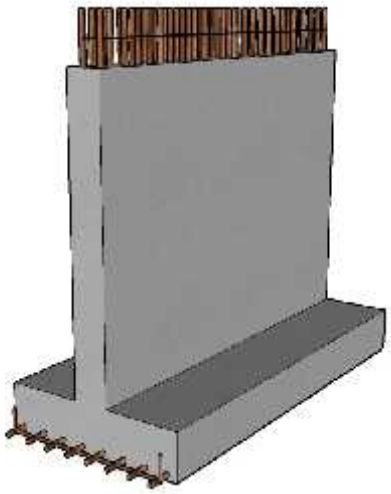
From stairs =25*5= 125KN/m

L =11 *5= 55KN/m

D.L $_{total}$ = 111+90+125= 326 KN/m

L.L $_{total}$ = 48+55=103KN/m

Total W =326+103 =429 KN/m



4-12-2 Determine the Footing Width :

Allowable soil pressure =500 KN/m²

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

$$q_{all.net} = 500 - 1*18 - 0.3*24$$

$$q_{all.net} = 474.8 Kn/m^2$$

$$B = \frac{429}{475} = 0.92m$$

$$Use.B = 100cm$$

Assumed h= 30cm

$$\longrightarrow d = h - \text{cover} - db$$

$$\longrightarrow d = 300 - 75 - 20 = 205mm$$

4-12-3 Check shear action :

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

$$q_u = \frac{1.2(326) + 1.6(103)}{1m \times 1} =$$

$$q_u = 556KN/m^2$$

$$V_u = q_u(\frac{B - 0.3}{2} - d) \times L$$

$$V_u = 556(\frac{1 - 0.25}{2} - 0.205) \times 1$$

$$V_u = 94.5KN$$

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

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1 \times 205$$

$$\Phi V_c = 125.5KN$$

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

4-12-4 Design of Bending :

B = 100 cm & h = 30m

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

$$Mu = 556 \times (\frac{0.375}{2})^2$$

$$Mu = 19.6KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{0.0196}{0.9} = 0.0218$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.0218}{1 \times (0.205)^2} = 0.52Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.52}{420}}\right)$$

$$\rho = 0.00125$$

$$A_s = \rho \times L \times d$$

$$A_s = 0.00125\times 1000\times 205$$

$$A_s = 257.13 mm^2$$

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

$$A_{s\,min.} = 0.0018\times 1000\times 300$$

$$A_{s\,min.} = 540 mm^2 .....(control)$$

$$Use. \Phi 12 @ 20 cm.c/c$$

4-12-5 Design of Dowels Bars:

As min_{req} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360mm^2/m

Use ¤ 10@20 cm

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

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{24}}\times 12$$

$$Ld = 257 mm$$

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

$$Ld \geq 0.4\times 420\times 12 = 201 mm$$

$$Ld_{avilable} = 300 - 75 - 3\times 12 = 189 mm.....notO.K$$

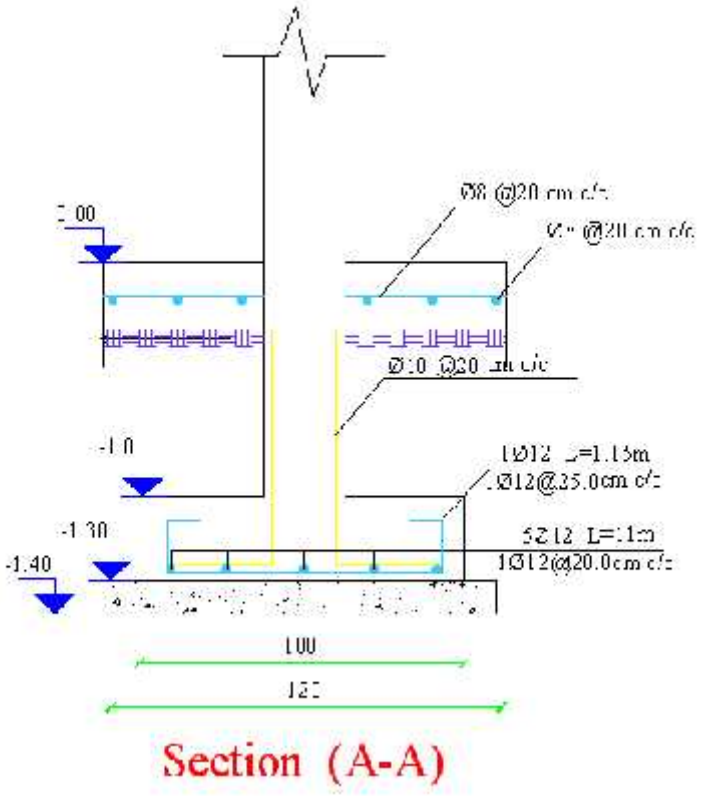


Figure (4-29) Wall footing detail

4-13 Design Mat footing under Elevator :

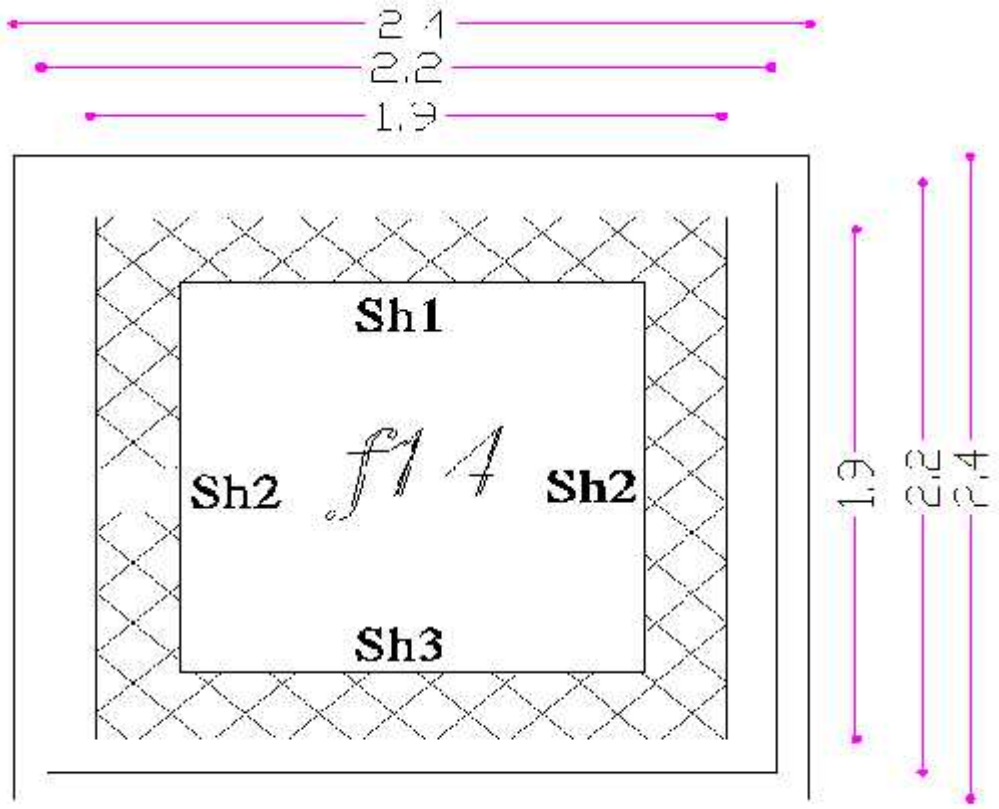


Figure (4-30) Top view of Mat Foundation(Under Elevator)

4-13-1 Load calculations :

Sh1

$\mathbf{D_{wal}}$=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

Dead load from ribbed slab =70 KN/m

Live load from ribbed slab =40 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125+70) + (1.6 *40)+26 =324 KN/m

Pu =324 *1.4 =454 KN

Sh2

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125) + 26 =176 KN/m

Pu =176 *1.9 =335*2=670 KN

Sh3

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125)+=26 176 KN/m

Pu =176 *1.4 =246 KN

Total Pu =454 +670 +246= 1370 KN

Determination of the area of footing :

A_{req}= Pu / 1.4*¢*all* = 1370/ 1.4*500 = 2 m^2.

Select $A_{provided}$ = 2.2*2.2= 4.84 m^2 > 2m^2…. See figure (4-27)

4-13-2 Design of shear

$d = 40 - 7.5 - 1 - 1 = 30.5cm$

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

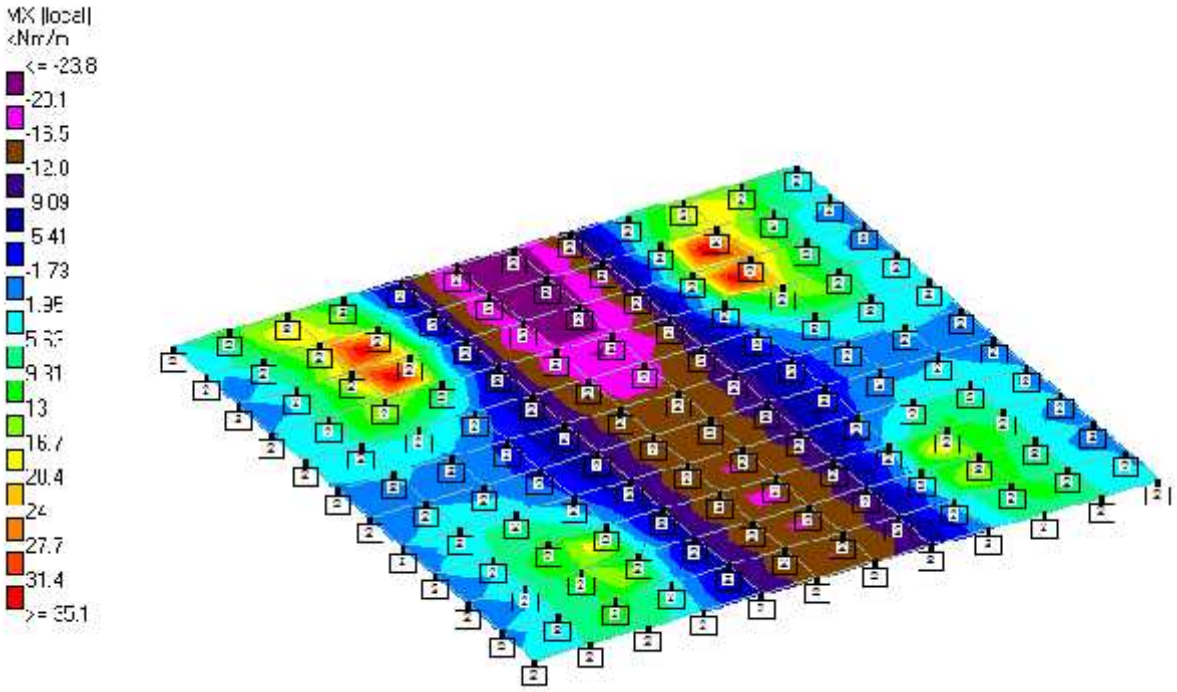
$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 305 = 411\,KN$

$Vu_{max} = 25\,KN / m$

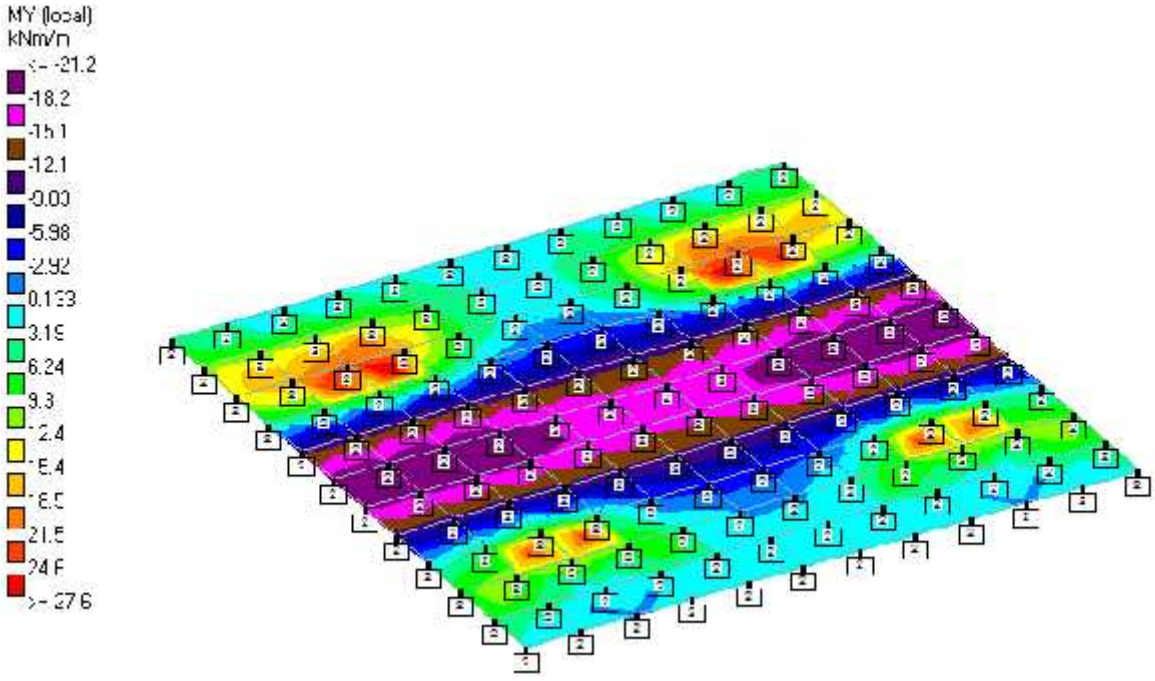
$\text{¤}.Vc = 411\,KN > Vu = 25\,KN$ ..... *.OK*

4-13-3 Design of bending moment

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



Figure(4-31) Moment in X-direction



Figure(4-32) Moment in Y-direction

4-13-4 Design In X-directions:

h =40 cm

d =40 – 7.5 – 1 –1 =30.5cm.

Fy =420 Mpa.

Fc’ =24 Mpa

Design of positive moment

$+ ve \;\; Mu_{X} = 35.1 KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{35.1}{0.9} = 39\, KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^{2}} = \frac{39 * 10^{6}}{1000 * 305^{2}} = 0.42\, Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = 20.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.42}{420}}\right) = 0.001$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.001 * 1000 * 305 = 305 \;\; mm^{2}$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \;\; mm^{2}$$

$As = 720\, mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select \; ¤14 \; @ \; 20\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\, mm^{2} > As_{req} = 720\, mm^{2}$$

Design of negative moment

$- ve \;\; Mu_{X} = -23.8 KN.m$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720\, mm^{2}$$

$As = 720\, mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select \; ¤14 \; @ \; 20\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\, mm^{2} > As_{req} = 720\, mm^{2}$$

4-13-5 Design In Y-directions:

Design of positive moment

$+ ve \;\; Mu = 27.6 KN.m$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \;\; mm^{2}$$

$As = 720\, mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select \; ¤14 \; @ \; 20\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\, mm^{2} > As_{req} = 720\, mm^{2}$$

Design of negative moment

$-ve \quad Mu = -21.2\,KN.m$

$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \quad e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \quad mm^2$

$As = 720\ mm^2 ..... Control$

$Select \ \text{¤}14 @ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{\text{®} * 1.4^2}{4} \right) = 770\ mm^2 > As_{req} = 720\ mm^2$

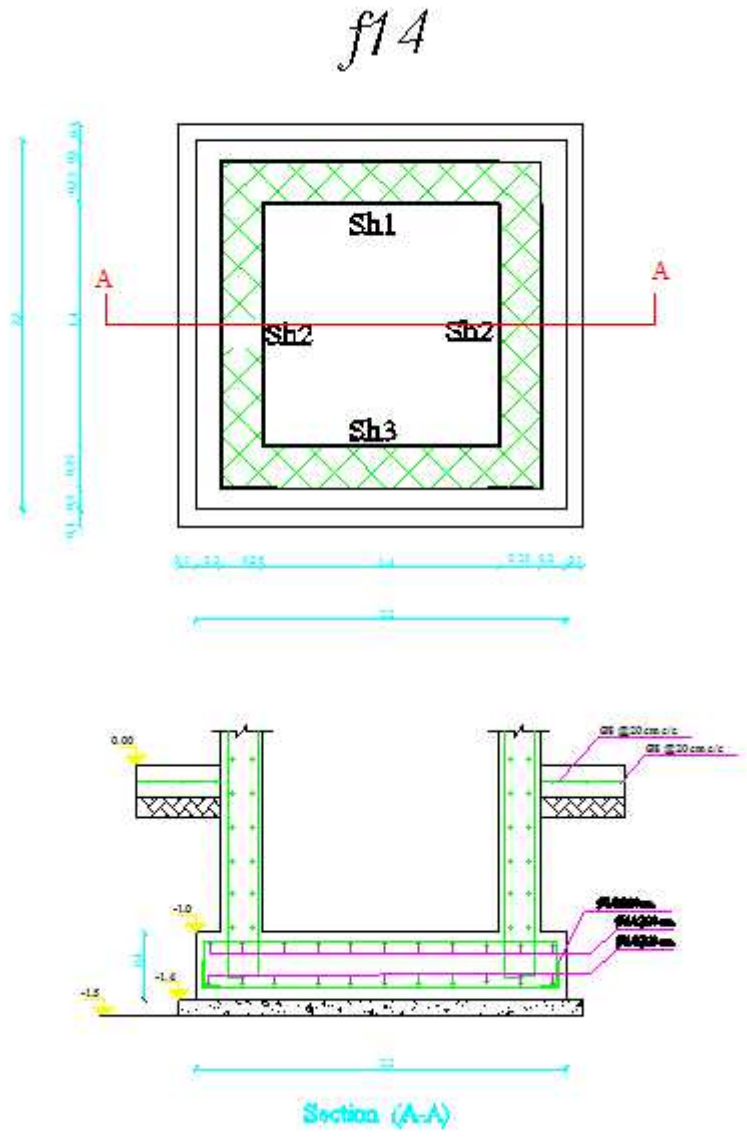


Figure (4-33) mat foundation detail

4-14 Design of the well:

Select the thickness of the wall =25cm

4-14-1 Design of the shear:

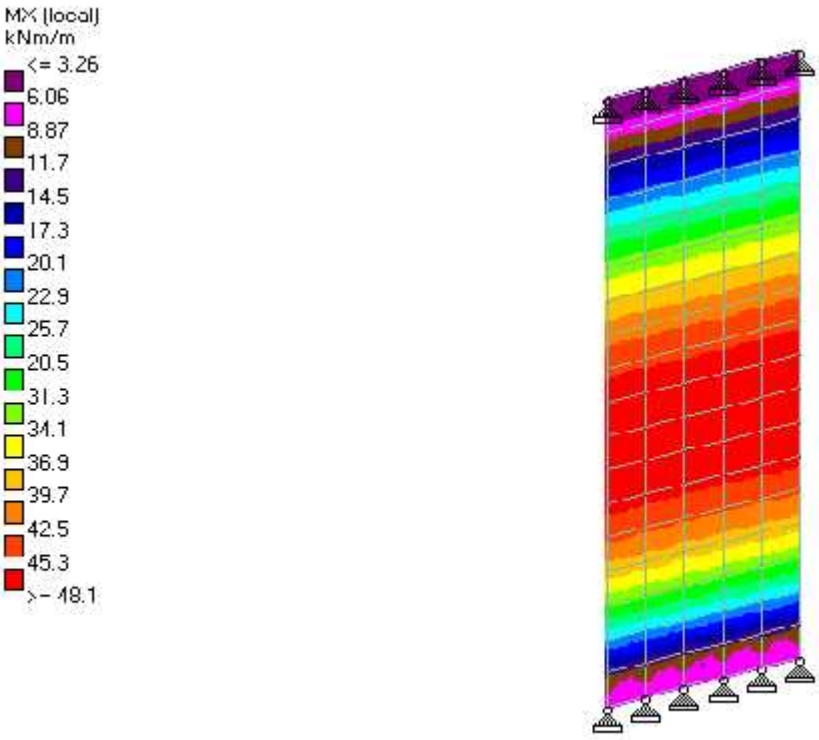
$Vu = 80KN$

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

$$\Phi Vc = 0.75\times\frac{1}{6}\sqrt{24}\times 1\times 0.220\times 1000 = 135\,kn$$

$$\Phi Vc > Vu \longrightarrow Ok$$

4-14-2 Design of the bending moment:



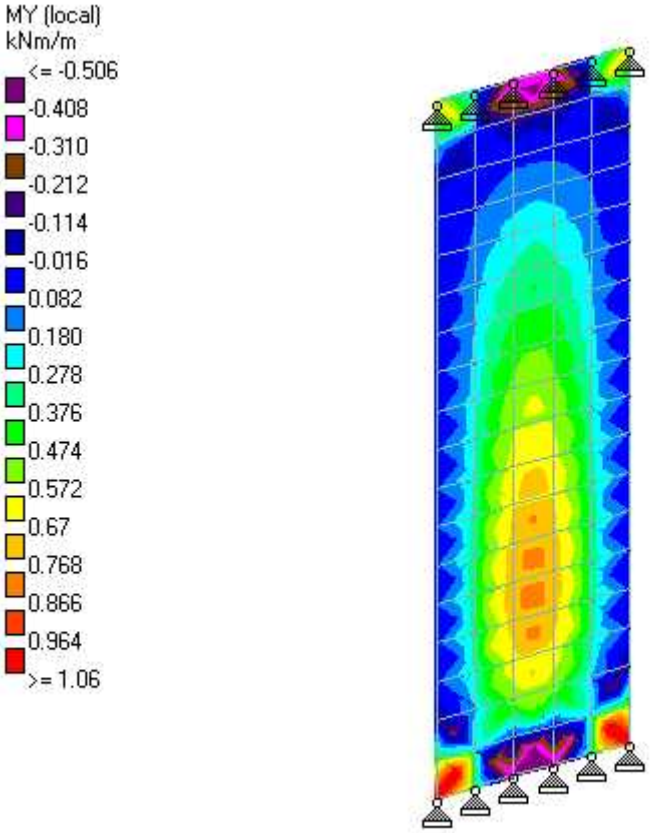


Figure (4-34) moment diagram for well

$$Mu_{x\max} = 48.1 kn.m$$

$$Mnx = \frac{48.1}{0.9} = 53.4 kn.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{53.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.220^2} = 1.1 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 1.1}{420}}\right)=0.0027$$

$As_{\text{Re}q.} = \rho \times b \times d = 0.0027\times 1000\times 220 = 595\,mm^2$

$As_{\min}(ver) = 0.0012\times b\times h = 0.0012\times 1000\times 250 = 300\,mm^2$

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

$As_{\min} \le As_{req}$

$As_{req} \longrightarrow Control$

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

$Muy\ \max = 1.06\,Kn.m$

$As_{\min}(hor) = 0.002\times b\times h = 0.002\times 1000\times 250 = 500\,mm^2$

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

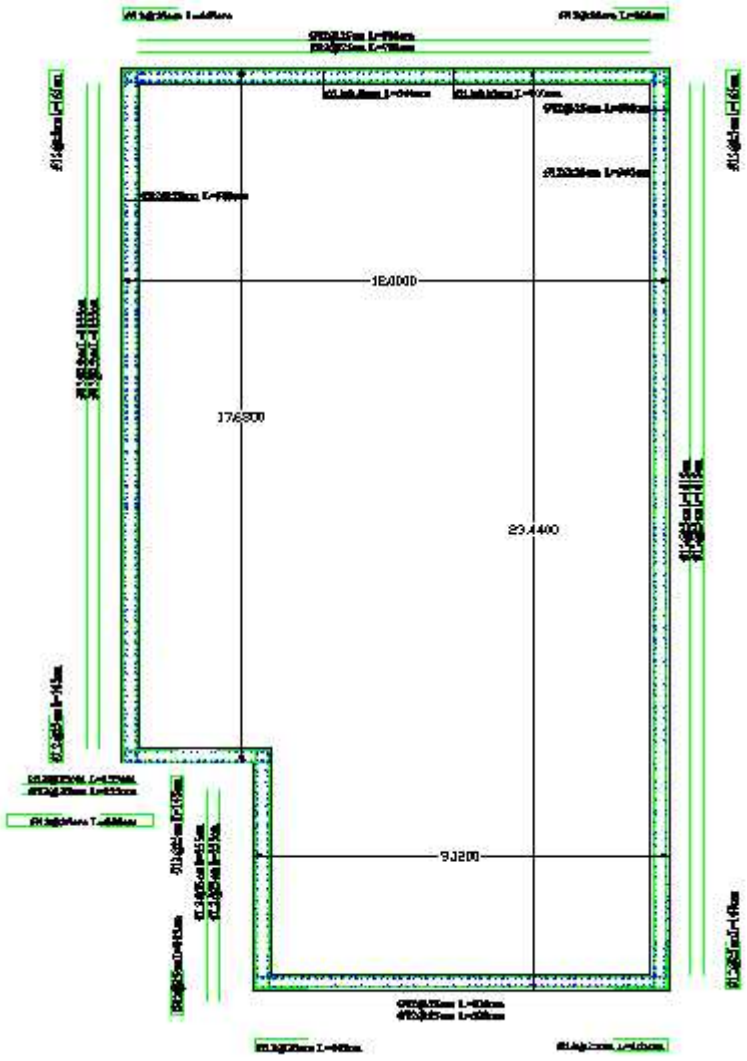


Figure (4-35) well details

4-15 Design of Shear wall:

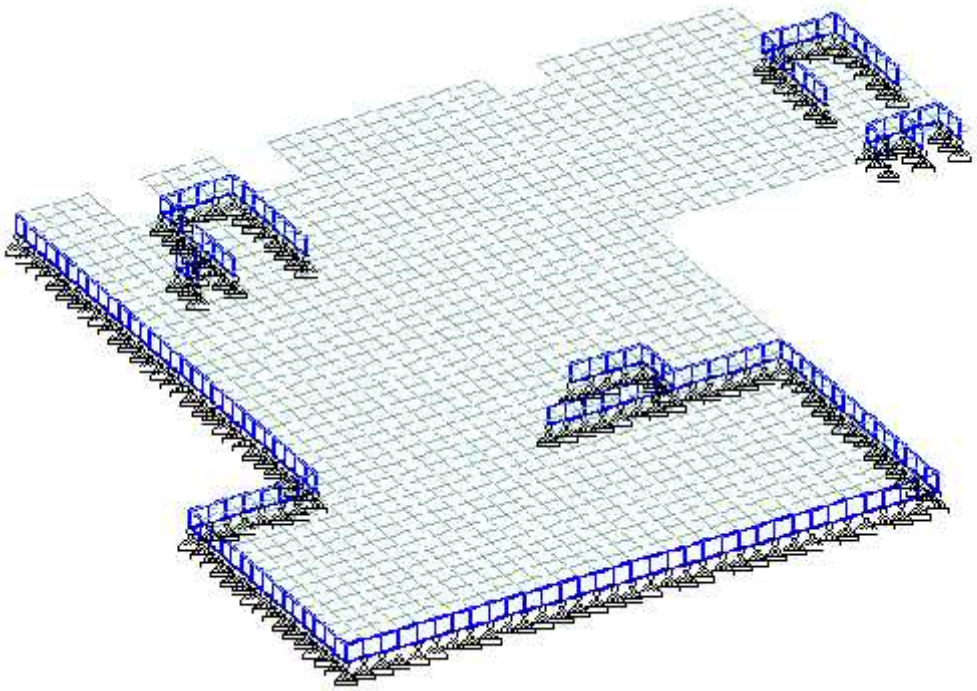


Figure (4-36) shear wall diagram

4-15-1 Load Calculation :

$$W_{Total} = W_{Basement} + W_{Ground} + W_{First} + W_{Second} + W_{Third}$$
$$W_{Total} = 83700KN$$

4-15-2 Calculation of shear force on "shear walls" :

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

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \text{.....(Eq.30-4)}$$

The total design base shear need not exceed the following :

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \text{.....(Eq.30-5)}$$

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

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

H Building = 19.6m
Z = 3.0
R = 5.5
I = 1.0
Ca = 0.24
Ct = 0.0488
Cv = 0.24

:**Where**

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

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

I = importance factor given in Table 16-K.

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

Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

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

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

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

$$T = 0.0488 * (19.6)^{3/4} = 0.454$$

$$V_1 = \left(\frac{Cv \times I}{R \times T}\right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.454}\right) \times 83700 = 8044.8kN$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times Ca \times I}{R.}\right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5}\right) \times 83700 = 9130.9kN$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times Ca \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 83700 = 2209.68kN$$

V =8044.8 kN ----Control

Ft = 0.07 x T xV = 0.07 x 0.454 x 8044.8 = 255.7 kN

$$F_{Xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}}\right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{8044.8 - 255.7}{852120}\right) \times W_i \times h_i = 0.0091 \times W_i \times h_i$$

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
3th	10800	8044.8	19.6	255.7	211680	1926.3	2182
2th	10800	8044.8	15.6	255.7	168480	1533.2	3715.2
1th	20700	8044.8	11.6	255.7	240120	2185.1	5900.3
ground	20700	8044.8	7.6	255.7	157320	1431.6	7331.9
basment	20700	8044.8	3.6	255.7	74520	678.12	8044.8
∑	83700				852120		

Table (4.1) Calculation of the total Fx

For shear wall in theater

Wall take percentage force from total horizontal = 26%

$$for\ third\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} \times 2182 = 567.32\ Kn$$

$$for\ \sec ond\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} * 3715.2 = 965.9\ Kn$$

$$for\ \ first\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} \times 5900.3 = 1534.1\ Kn$$

$$for\ \ ground\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} \times 7331.9 = 1906.3 Kn$$

$$for\ \ basement\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} * 8044.8 = 2091.6\ Kn$$

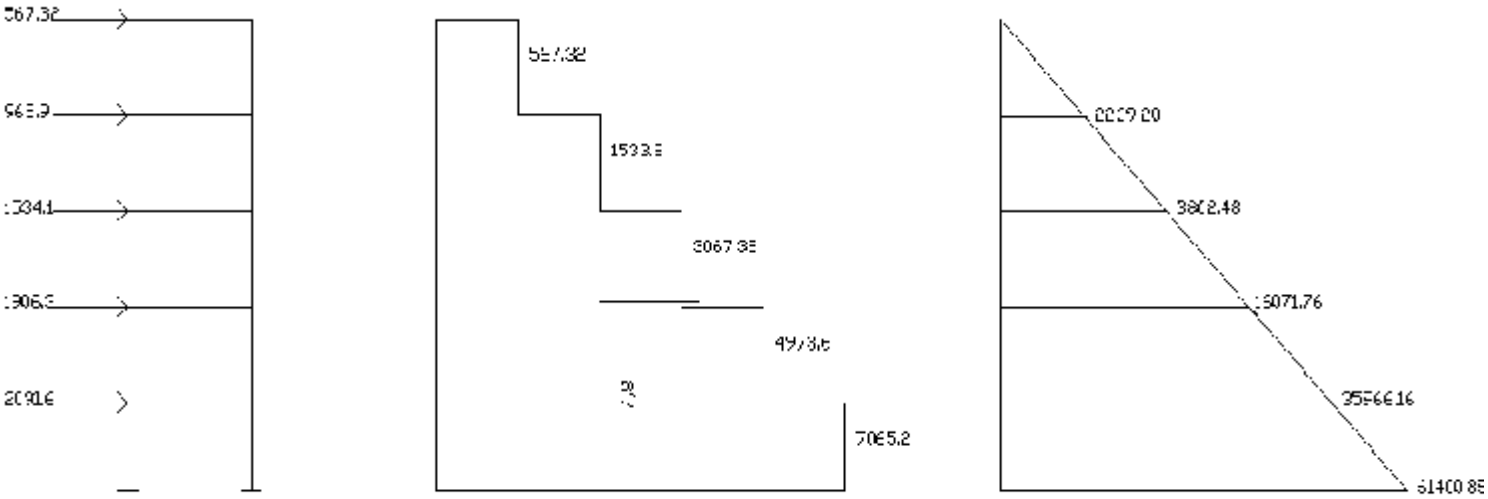


Fig. (4-37) Shear & Moment Diagram for Shear Wall

4-15-3 Shear Wall Design Parameters:

$fc' = 24\ Mpa$

$fy = 420\ Mpa$

$h = 25cm\ shear\ wall\ thickness$

$lw = 32m\ shear\ wall\ width$

$hw = 19.6m\ building\ height$

4-15-4 Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

$$\frac{lw}{2} = \frac{32}{2} = 16m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{19.6}{2} = 9.8m.....control$$

$$d = 0.8 \times hw = 0.8 \times 9.8 = 7.8m$$

$$V_u = 3067.32\ KN$$

$$M_u = 20057.9\ KN.m$$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 7.8 = 1592.2\ KN \quad \ldots \quad control$$

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

$$Assume\ N_u = 0.0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.25 \times 7.8}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 2388.2\ KN$$

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

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

$$\therefore V_{c3} = Will\ not - apply$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{¤} - V_c = \frac{3067.32}{0.9} - 1592.2 = 1815..8 \quad Kn$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{1815.8 \times 10^3}{420 \times 7800} = 0.55mm$$

$$\frac{A_{Vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 250 = 0.625\ mm$$

$$S_2 \le \frac{h_w}{5} = \frac{16.9}{5} = 3380\ mm$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 250 = 7500\ mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.000625} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.000625} = 0.253m$$

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

4-15-5 Design of Vertical reinforcement:

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

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{19.6}{32} \right)\left(\frac{2 \times 79}{25 \times 250} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

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

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.25} = 0.253\ m = 25\ mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 \le \frac{h}{3} = \frac{19.6}{3} = 6533\ mm$$

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

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

4-15-6 Shear Wall Detail:

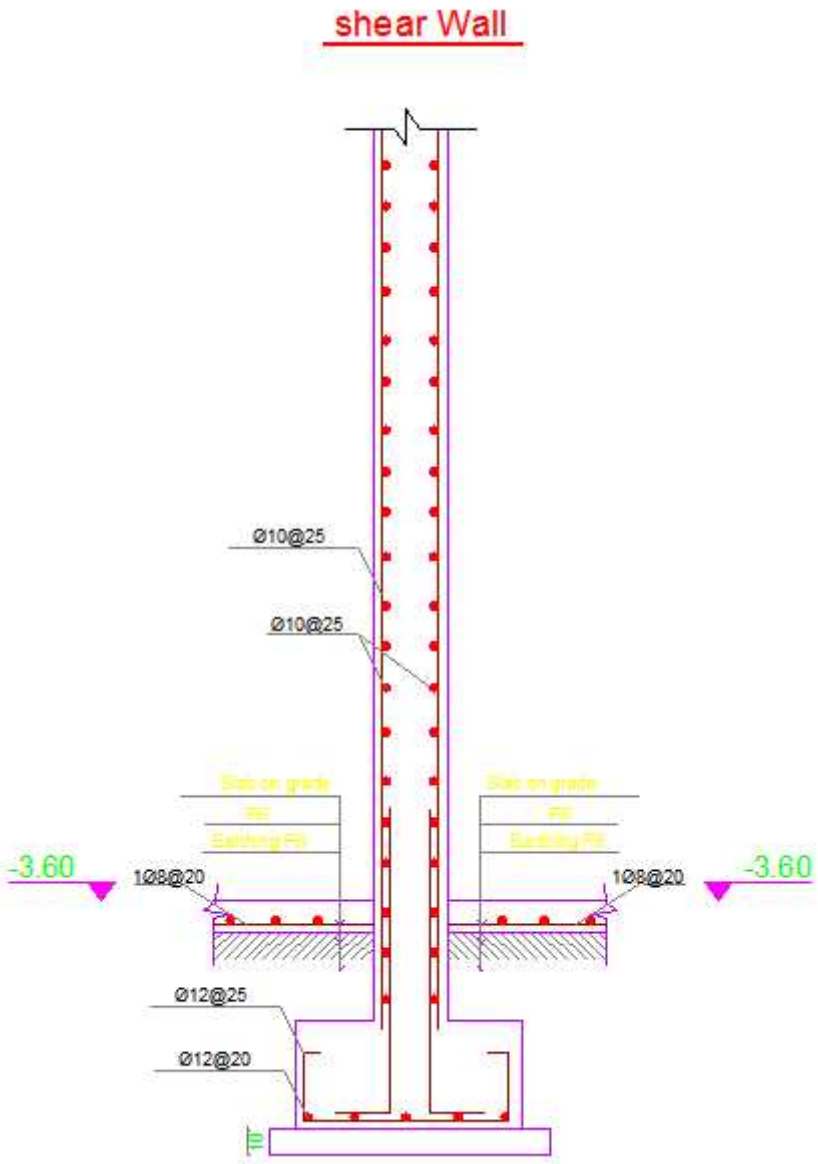


Fig. (4-38) Shear Wall Detail

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

٥-١ النتائج

- إن معرفة استخدام برامج الحاسوب في التحليل والتصميم الإنشائي غير كافية لوحدها؛ بل يجب أن يكون لدى المصمم المقدرة على التصميم اليدوي.

- تختلف الأحمال في المباني باختلاف طبيعة استخدام المبنى والعوامل الطبيعية المحيطة به مثل أحمال الثلوج والرياح وغيرها.

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

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

- إن التطور في مواد البناء أثر بشكل كبير على عملية التصميم الإنشائي فقد وجدت مواد جديدة لم تكن متوفرة في السابق أدت إلى استحداث طرق جديدة في التصميم.

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

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

٥-٢ التوصيات

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

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

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

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

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

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

CHAPTER 4

"DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS"

- -

- -

4-1 INTRODUCTION.

4-2 DESIGN OF ONE WAY RIBBED SLAB RIB (NO. 31).

4-3 DESIGN OF TWO WAY RIBBED SLAB

4-4 DESIGN OF TWO WAY SOLID SLAB

4-5 DESIGN OF BEAM (NO. 66).

4-6 DESIGN OF STAIR

4-7 DESIGN OF COLUMN (COL 11)

4-8 DESIGN OF BASEMENT WALL

4-9 DESIGN OF ISOLATED FOOTING

4-10 DESIGN OF COMBINED FOOTING

4-11 DESIGN OF WALL FOOTING FOR STAIR

4-12 DESIGN OF MAT FOUNDATION UNDER ELEVATOR

4-13 DESIGN OF SHEAR WALL

CHAPTER FOUR

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

The strength of a structure depends on the strength of the materials from which it is made. For this purpose, design material strengths are specified in standardized ways.

Actual material strengths can't be known precisely. Structural strength depends, on the care with which a structure is built, which in turn reflects the quality of supervision and inspection. Members sizes may differ from specified dimensions, reinforcement may be out of position, poorly placed concrete may show voids, etc, and this can reduce the strength of the structure.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code-318-02.

So in this chapter we will explain the design of the structural element for this project, the dead load is calculated based on type of used materials, but the live load is chosen based on the values that are used in chapter three tables (2-3).

4-2 Determination of thickness

4-2-1 Determination of thickness for one- way ribbed slab

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

The overall depth of slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI Table (9.5.a).

Min h = L / 21 **for interior span**

Min h = 640 / 21 = 30.4 cm

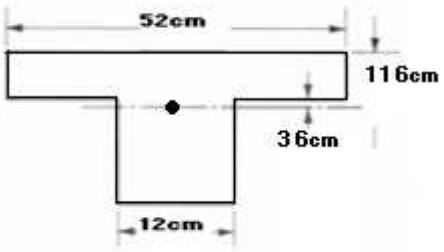
Min h = L / 18.5 **for exterior span**

Min h =633 / 18.5 = 34.2 cm

Min h = L / 16 **for simply support**

Min h =525 / 16 = 32.8 cm

4.2.2 Determination of thickness for two- way ribbed slab



$Y = \sum A Y / \sum A$

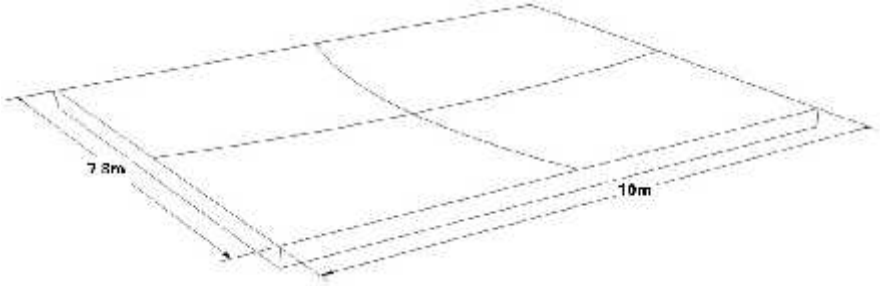
Y rib = (2*0.2*0.08*0.04)+(0.12*0.35*0.175) / (2*0.2*0.08) +(0.12*0.35)

=0.116m = 11.6 cm

$I_{rib} = (0.52)(0.116)^3/(3) - (0.52-0.12)(0.036)^3/(3) + (0.12)(0.234)^3/(3)$

$= 7.77 * 10^{-4}\ m^4/b$

$I_{slab1} = (7.77*10^{-4})(7.8)/0.52 = 116.55*10^{-4}$



$I_{slab2}= (7.77*10^{-4})\ (10)/\ 0.52 = 149.4*10^{-4}$

$I_b = (1/12)bh3= (1/12)\ (0.8)\ (0.35)3=2.86*10\text{-}3$

$\alpha_1 = I_b/ I_{slab} = 28.6*10\text{-}4/149.4*10^{-4} = 0.191$

$\alpha_2 = I_b/ I_{slab=} 28.6*10^{-4}/116.55*10\text{-}4 = 0.245$

$\alpha_m = \alpha_1+ \alpha_2 / 2= (.191+0.245)/ 2 = 0.218$

$0.2<\alpha_m < 2$

$h_m = L_n\ (0.8+ F_y/1400)/\ ((36+5\beta(\alpha_{m-0.2}))$…..eq…. ACI-318-02

$\beta = L_a/ L_b = 10/ 7.8 = 1.28$

$h_m = 10\ (0.8+ 420/1400)/\ (36+5*1.28(0.218\text{-}.2)) = 0.304$ m = 30.45cm

We select from one & two way rib slab , The Thickness Rib Slab = 35cm

Use an overall depth of 35 cm (27cm block) , and deflection must be considered .

4 –2-3 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 = 480 / 4 = 120 cm

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

b_E = C/C = 52 cm…….. Control

4-2-4 Dead load Calculation : -

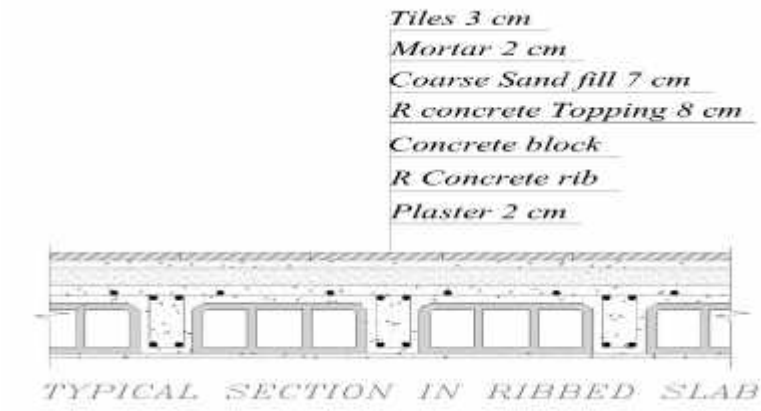


Figure (4-1) section in one way ribbed slab

Tiles	0.03*0.52*1*22 = 0.3432 kN/m of rib
Mortar	0.02*0.52*1*22 = 0.2288 kN/m of rib
Sand	0.07*0.52*1*16 = 0.5824 kN/m of rib
Topping	0.08*0.52*1*25 = 1.04 kN/m of rib
Block	0.4*0.27*1*10 = 1.08 kN/m.
Rib	0.27*0.12*1*25 = 0.81 KN/m of rib
Plaster	0.02*0.52*1*22 = 0.2288 KN/m of rib
partition	(1.25) (0.52) = 0.65 KN/m of rib

Nominal Total Dead Load = 4.9632 KN/m of rib

Factored Total Dead Load = 1.2*4.9632= 5.956 KN/m.

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load =5*1.6*0.52= 4.16 kN/m

4-2-5 Design of topping:-

Live load = 5 kN/m^2

Dead load:-

Tile =0.03*22=0.66 KN/ m^2 .

Motar =0.02*22 = 0.44 KN/ m^2 .

Sand =0.07*16=1.12 KN/ m^2 .

Topping = 0.08*25 =2 KN/ m^2 .

Partition =1.25 KN/ m^2 .

✍ Total Dead load = 5.47 KN/ m^2 .

$$Wu = 1.2\ (DL) + 1.6\ (LL)$$

$$= 1.2(5.47) + 1.6\ (5)$$

$$= 14.564\ kN/m^2.$$

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

$$Mu = \left(\frac{14.564 \times (0.4)^2}{12} \right) = 0.194 \text{ KN.m.}$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 0.00107 m^3$$

$$f_r = 0.42\sqrt{f'_c} = 0.42\sqrt{24} = 2.05$$
$$Mn = (f_r)(s)$$

Mn = (2.05)(0.00107) = 2.2 KN.m

$\Phi \times Mn = 0.55 \times Mn$ ($\Phi = 0.55$ for plain concrete)

$\Phi Mn = 0.55*2.2 = 1.21$ kN.m > Mu = 0.194 kN.m

✍ **No structural reinforcement is required**.

Minimum reinforced of slab is required according to ACI – COD:

For Shrinkage and Temperature:

As_{min} = 0.0018 × b × d

= 0.0018 × 100 × 8 = 1.44 cm².

➢ Use Φ 8 @ 20cm on center both ways

4-2-6 Rib Design (R31):

The length of spans are shown in figure (4-2) below .And the locations of Rib1 are shown in figure (4-3).

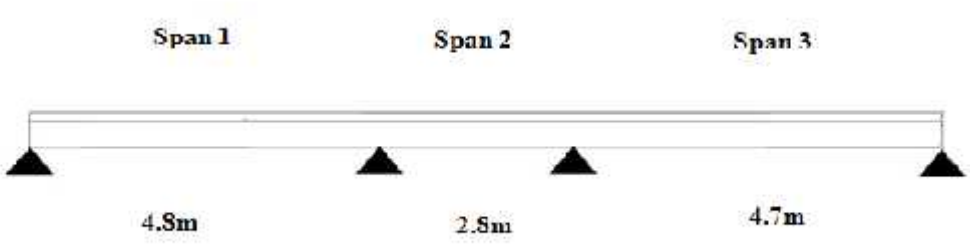


Figure (4-2) spans length

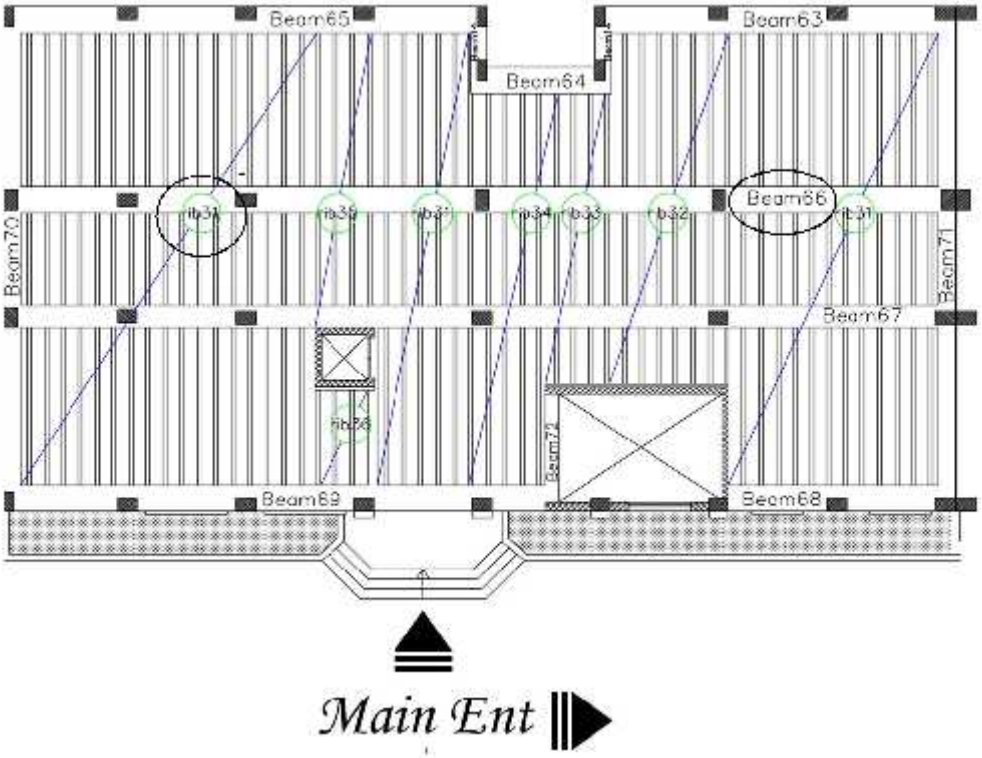


Figure (4-3) spans location

- Using ACI coefficient we get the following moment values for positive moment .

$$Wu = DL + LL = 5.956 + 4.16 = 10.12 \text{ KN/m}$$

4-2-7 Design for Positive Moment:

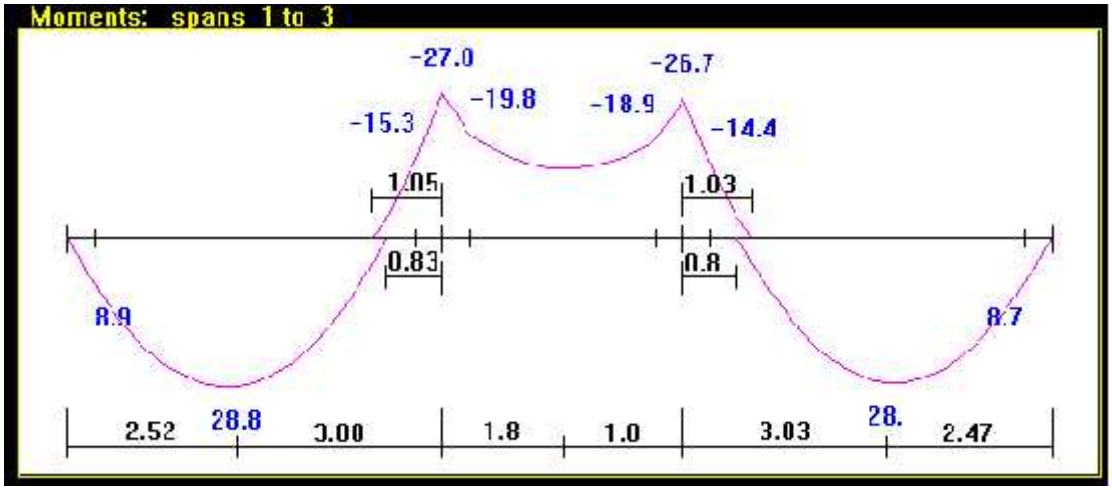


Figure. (4-4) The design moment for the Rib (R 31)

Design of Span 1 :

Mu max = 28.8 kN.m …….From Figure (4-4)

Check if a<t:

Assume a = t = 8 cm

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 350-20-8-6 = 316 mm

$Mn_f = 0.85 * fc * t_f * b_E *(d-t_f/2)= 0.85\ (24)\ (0.08)\ (0.52)(0.316-0.08/2)*1000$

=234.2 kN.m

$ØMn_f$ =0.9 *234.2 =210.8 KN.m

ØMn = 210.8 kN.m > Mu =28.8 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

➢ Design of rectangular section with b_E = 52 cm.

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28.8 * (10)^{-3}}{(.9)(0.520)(0.316)^2} = 0.615\ MPa$$

◦ $$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.615}{420}}\right) = 0.00148$$

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

$As_{req.} = 0.00148 \times 520 \times 316 = 243.2\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ……..} \text{ (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 $\geq$ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.

☞ As = 243.2 mm^2.

➢ Select 2Φ 14 With As = 306 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

306× 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

➢ a =12mm

B = 0.85

C= a /0.85 = 12/0.85=14.1

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (316-14.1)*(0.003) /(14.1) = 0.06

⇨0.06 > 0.005

⇨Ok

Design of Span ٢ :

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ..... (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 ≥ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.

➢ Select 2Φ 10 With As = 157 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

157× 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

➢ a =6.2mm

B = 0.85

C= a /0.85 = 6.2/0.85=7.29
ε_t = (d- C) (0.003)/C
ε_t = (316-7.29)*(0.003) /(7.29) = 0.12

⇨0.12 > 0.005
⇨Ok

Design of span (3):

Mu = 28 kN.m …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.52)(0.316)^2} = 0.6\,MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.6}{420}}\right) = 0.00148$$

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

$As_{req.} = 0.00148 \times 520 \times 316 = 243\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ …….. (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 ≥ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.
☞ As = 243 mm^2.

➢ Select 2Φ 14 With As = 306 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression
⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

306× 420 = 0.85 × 24 × 520 × a

➢ a =12 mm

B = 0.85

C= a /0.85 = 12/0.85=14.1

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (316-14.1)*(0.003) /(14.1) = 0.06

⇨0.06 > 0.005

⇨Ok

4-2-8 **Design for Negative Moment:**

Support (2)

Mu = 19.8 kN.m ……. From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{19.8 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.12)(0.316)^2} = 1.83\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.83}{420}}\right) = 0.0046$$

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

$As_{req.} = 0.0046 \times 120 \times 316 = 174.4\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ……..} \quad \text{(ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 $\geq$ 126.4 mm2

➢Asmin. =1.264 cm^2.

☞ As = 174.4 mm^2.

➢ Select 2Φ 12 With As = 226 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

226× 420 = 0.85 × 24 × 120 × a

➢ a =38.8mm

B = 0.85

C= a /0.85= 38.8/0.85=45.6

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (316-45.6)*0.003) /(45.6) = 0.018

⇨0.018 > 0.005

⇨Ok

Support (3)

Mu = 18.9 kN.m …… From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{18.9 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.12)(0.316)^2} = 1.75\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.75}{420}}\right) = 0.0043$$

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

$As_{req.} = 0.0043 \times 120 \times 316 = 163\ mm^2.$

Check for minimum reinforcement:

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316) \text{ ……..} \text{ (ACI-10.5.1)}$$

As min = 123.6 mm2 $\geq$ 126.4 mm2

➢ Asmin. =1.264 cm^2.
☞ As = 163mm^2.

➢ Select 2Φ 12 With As = 226 mm^2.

Check of Strain:

Tension = Compression

⇨ As × Fy = 0.85 × fc' ×a × b

226× 420 = 0.85 × 24 × 120 × a

➢ a =38.8 mm
B = 0.85
C= a /0.85= 38.8/0.85=45.6
$\mathcal{E}_s$ = (d- C) (0.003)/C
$\mathcal{E}_s$ = (316-45.6)*0.003) /(45.6) = 0.018

⇨0.018 > 0.005
⇨Ok

4-2-9 Design of shear reinforcement:

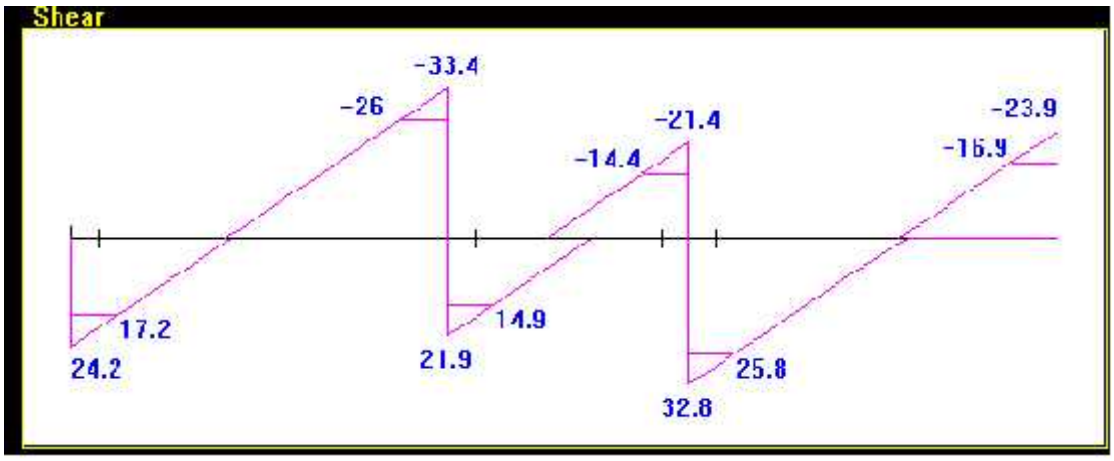


Figure. (4-5) The design Shear for the Rib (R 31)

Vu max = 26kN …… From Figure (4-5).

¤$Vc = 0.75(\sqrt{24})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(0.120)(0.316)*1000/6 = 23.6KN$

1.1ΦVc =1.1* 23.6 KN≥Vu max = 25.8 KN

No shear reinforcement is required. According to category 2 for joist construction

Use Φ8 @ 20 cm.

4-3 Design of Two way Ribbed slab:

4-3-1 Dead Load Calculation :-

Tiles	0.03*0.55*0.55*22 = 0.19965 kN/0.55*0.55of rib
Mortar	0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331 kN/0.55*0.55of rib
Sand	0.07*0.55*0.55*16 = 0.3388 kN/0.55*0.55of rib
Topping	0.08*0.55*0.55*25 = 0.605 kN/0.55*0.55of rib
Block	0.4*0.27*0.4*10 = 0.432 kN/0.55*0.55of rib
Rib	0.27*0.15*(0.55+0.4)*25 = 0.962 kN/0.55*0.55of rib
Plaster	0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331 kN/0.55*0.55of rib
partition	(1.25) (0.55) *0.55 = 0.378 kN/0.55*0.55of rib

Dead Load =3.18 kN/0.55*0.55of rib

Dead Load per unit area = 3.18 / 0.55*0.55= 10.5 KN/m^2

Live Load = 5 KN/ m^2

q_u =1.2 D + 1.6 L = 20.6 KN/m^2

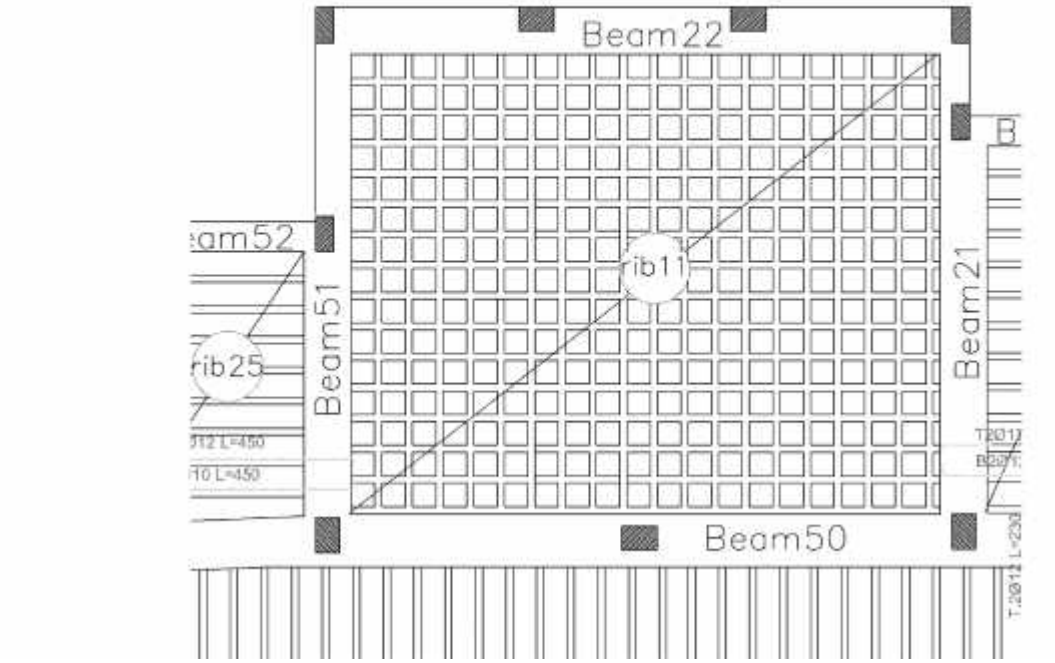


Figure (4-6) Location of Two way Rib.

La/ Lb = 7.8/10 = 0.8

From Table (12-6) :

Case (4)

Wa = 0.71

Wb =0.29

ΦVc ≥Vu

Vu= Wb* total load *(0.55/La)

Vu= (0.29/2)*20.6*7.8*10*(0.55/7.8)

Vu =16.42 KN

$¤Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(0.15)(0.316)*1000/6 = 29KN$

No shear reinforcement is required

Use Φ8 @ 20 cm.

4-3-2 Designs of moment

4-3-2-1 Design of positive moment:

From table (12-4)

Cadl=0.039

Cbdl=0.016

Madl = Cadl * W * $(La)^2$

Mbdl = Cbdl * w * $(Lb)^2$

From table (12-5)

Call = 0.048

Cbll = 0.02

Mall = Call * W * $(La)^2$

Mbll = Cbll * w * $(Lb)^2$

Ma (pos) ={ (0.039*12.6*$(7.8)^2$) +(0.048*8* $(7.8)^2$)} *0.55

Ma (pos) = 37 KN.m / rib

Mb (pos) ={ (0.016*12.6*$(10)^2$) +(0.02*8* $(10)^2$)} *0.55

Mb (pos) = 20 KN.m / rib

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 350-20-8-6 = 316 mm

Mn_f=0.85 * fc * t_f * b_E *(d-t_f/2)

Mn_f = 0.85 (24) (0.08) (0.55)*(0.316-0.08/2)*1000

=247.74kN.m

ØMn_f =0.9 *247.74=222.96 KN.m

ØMn = 222.96 kN.m > Mu =38 kN.m

Design as a rectangular with b_E = 55 cm

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{37 * (10)^{-3}}{(.9)(0.55)(0.316)^2} = 0.75\ MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.75}{420}}\right) = 0.00182$$

A_s = 0.00182*(550)* (316) = 315 mm^2 > $A_{s\ min}$ =126.4 mm^2

Select $A_s = 315\ mm^2$

Use 2 Φ 16 mm , $A_s = 402\ mm^2$ in Both direction (X & Y).

4-3-2-2 Designs of Negative moment :

From table (12-3)

Ca neg = 0.071

Cb neg = 0.029

Mna neg = Ca neg * qu * $(La)^2$ *0.55

Mna neg = 0.071*20.6*$(7.8)^2$*0.55

Mna neg = 49 KN/rib

Mnb neg = Cb neg * qu * $(Lb)^2$ *0.55

Mnb neg = 0.029*20.6*$(10)^2$*0.55

Mnb neg = 33 KN/rib

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{49 * (10)^{-3}}{(.9)(0.15)(0.316)^2} = 3.6\,MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.6}{420}}\right) = 0.0096$$

$A_s = 0.0096*(150)*(316) = 455\ mm^2 > A_{s\,min} = 126.4\ mm^2$

Select $A_s = 455\ mm^2$

Use 2 Φ 18 mm , $A_s = 509\ mm^2$ in Both direction (X & Y).

4-4 Design of Two way solid slab:

4-4-1 Determination of Thickness:

$Ly = 5.5m$

$Lx = 3.9m$

$\frac{Ly}{Ly} = \frac{5.5}{3.9} = 1.4 < 2.0$

$\therefore \ Two \ way$

minimum thickness of the tow way solid slab is to be determined by the following equation:

$h_{\min} = \frac{per}{180}$

$Not \ less \ than \ 5in$

$h = \frac{18.9}{180} = 0.105m$

$Select \ h = 15cm$

$15cm > 5in = 12.55cm.....ok$

4-4-2 Dead Load Calculation :-

slab = 0.15*1*1*25 = 3.7 kN/ m2

DL = 3.7 KN/m2

SL = 1 KN/ m2

qu =1.2 D + 1.6 L = 6 KN/m2

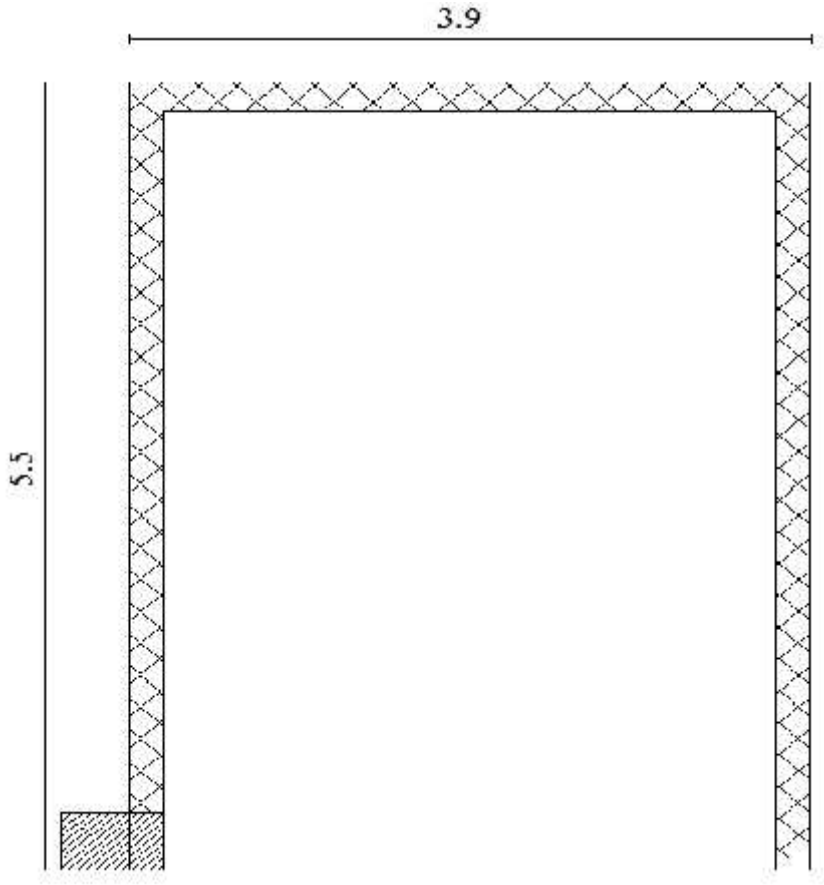


Figure (4-7) Location of Two way solid.

La/ Lb= 3.9/5.5 = 0.7

From Table (12-6) :

Case (1)

Wa = 0.81

Wb =0.19

ΦVc ≥Vu

Vu= Wb* total load *(0.55/La)

Vu= (0.19)* 6*3.9*5.5*(1/3.9)

Vu =6.27 KN

$\text{¤}Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(1)(0.116)*1000/6 = 71KN$

No shear reinforcement is required

4-4-3 Designs of moment

4-4-3-1 Design of positive moment:

From table (12-4)

Cadl=0.068

Cbdl=0.016

Madl = Cadl * W * (La) 2

Mbdl = Cbdl * w * (Lb) 2

From table (12-5)

Call = 0.068

Cbll = 0.016

Mall = Call * W * (La) 2

Mbll = Cbll * w * (Lb) 2

Ma (pos) ={ (0.068*4.44*(3.9) 2) +(0.068*1.6* (3.9) 2)}

Ma (pos) = 6.3 KN.m / rib

Mb (pos) ={ (0.016*4.44*(5.5) 2) +(0.016*1.6* (5.5) 2)}

Mb (pos) = 3 KN.m / rib

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 150-20-8-6 = 116 mm

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6.3*(10)^{-3}}{(.9)(1)(0.116)^2} = 0.52\ MPa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.52}{420}}\right) = 0.00125$$

$A^s = 0.00125*(1000)*(116) = 146\ mm^2 \leq A^{s\ min} = 270\ mm^2$

$A^{s\ min} = 0.0018*1000*150 = 270\ mm^2$

Select $A^s = 270\ mm^2$

Use Φ 12@35 cm , in Both direction (X & Y).

4-4-3-2 Designs of Negative moment :

$A^{s\ min} = 0.0018*1000*150 = 270\ mm^2$

Select $A^s = 270\ mm^2$

Use Φ 10@25 cm , in Both direction (X & Y).

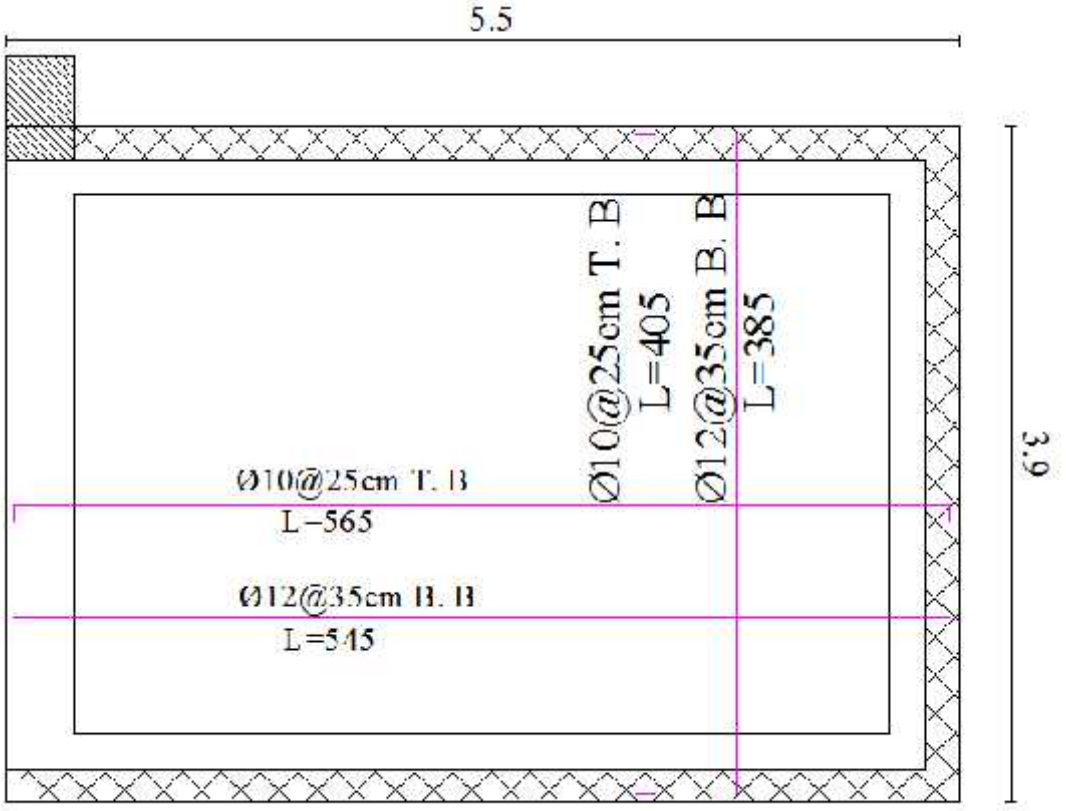


Figure (4-8) two way solid slab

4-5 Design of Beams - (B66):

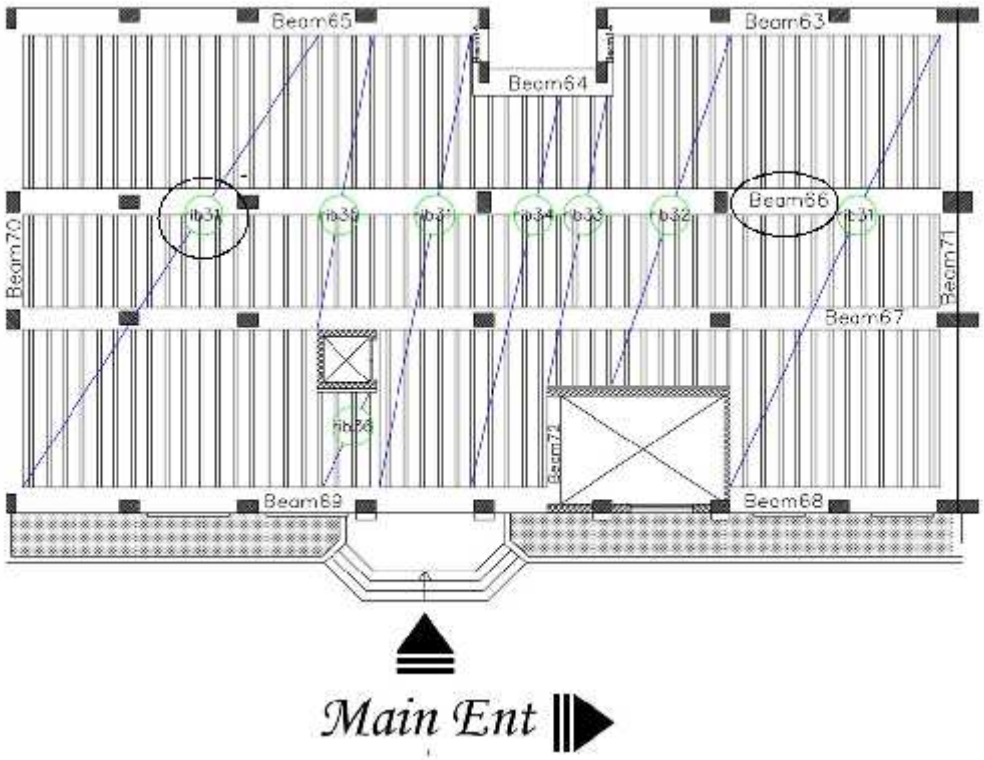


Figure (4-9) Location of Beam No. 66.

4-5-1 Design moment of beam (66):

Determination of beam Thickness :

Span (1):

h min = L / 18.5 For exterior span

h min = 720 /18.5 = 38.9 cm

h min = L / 21 For interior span

h min = 720/21 = 34.3 cm

Use an overall depth of 50cm

d = h -Cover - d-ds/2 = 500-40-10-10 = 440 mm.

Determine whether the Beam will act as rectangular :

Mu_{max} = 598 kN.m . for all spans . ……..From Figure (4-10).

Mn_{req} =552.9/0.9 =614.33 KN.m

$$\rho = 0.4 * 0.85\left(\frac{fc'}{fy}\right)B * \frac{600}{600 + FY} = 0.4 * 0.85\left(\frac{24}{420}\right) * 0.85 * \frac{600}{600 + 420} = 0.0097$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

Rn = ρ*fy (1 – ρm/2)

= 0.0097*420*(1-(0.0097*20.59/2) = 3.67 Mpa

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{614.33 * (10)^{-3}}{(b)(0.44)^2} = 3.67\ Mpa$$

B = 0.86 m

Select B = 90 cm

4-5-2 Design of Positive Moment:-

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(900)(440) \geq \frac{1.4}{420}(900)(440)$$

$$A_s\ \min = 1154.8\ mm^2 \geq 1320\ mm^2$$

$$A_s\ \min = 1320\ mm^2$$

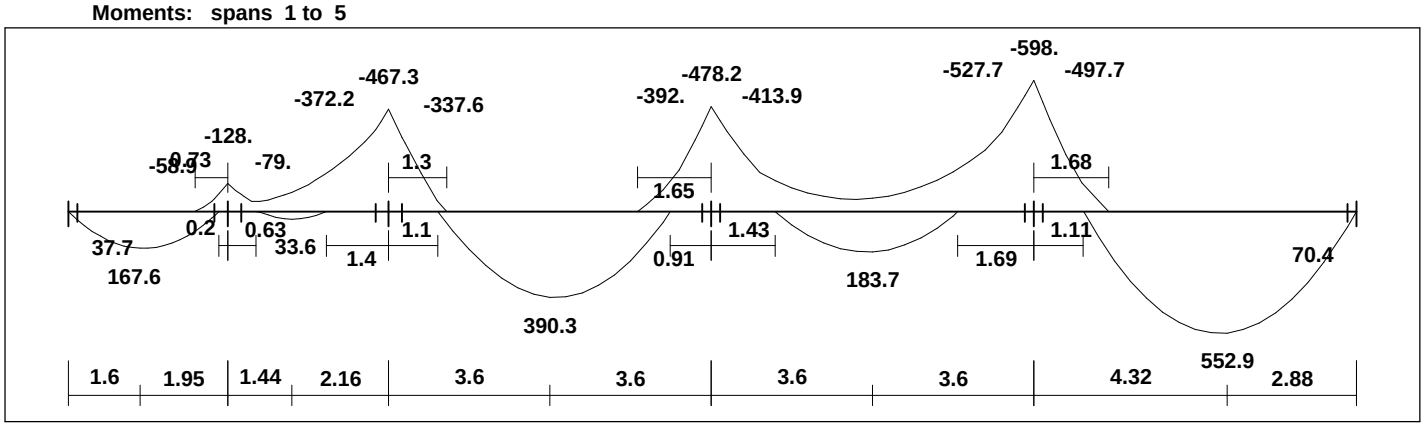


Figure. (4-10) The design moment for the beam (B 66)

Span (1):

Mu = 167.6 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{167.6 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 1.069\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.069}{420}}\right) = 0.0026$$

A_s = 0.0026*(900)* (440) = 1029.6 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

As = 1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm

C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005

⇨Ok

Span (2):

Mu = 33.6 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{33.6 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 0.214\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.214}{420}}\right) = 0.0005$$

A_s = 0.0005*(900)* (440) = 198 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

Select As min = 1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm

C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005

⇨Ok

Span (3):

Mu = 390.3 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{390.3 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 2.49\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.49}{420}}\right) = 0.0063$$

A_s = 0.0063*(900)* (440) = 2494.8 mm^2 > A_s min

Use 6 Φ 25 mm , A_s = 2946 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(2946) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 67.4 mm

C= a /0.85 = 67.4/.85 =79.3
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440-79.3)*(0.003) /(79.3) = 0.014

⇨0.014 > 0.005 OK

Span 4:

Mu = 183.7 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{183.7 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 1.17\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.17}{420}}\right) = 0.0029$$

A_s = 0.0029*(900)* (440) = 1148.4 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

Select A_s min =1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm
C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005
⇨Ok

Span 5:

Mu = 552.9 kN.m …… From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{552.9 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 3.53\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 3.53}{420}}\right) = 0.0093$$

A_s = 0.0093*(900)* (440) = 3682.8 mm^2 > A_s min

Use 8 Φ 25 mm , A_s = 3928 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(3928) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 89.9 mm

C= a /0.85 = 89.9/.85 =105.8

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440-105.8)*(0.003) /(105.8) = 0.01

⇨0.01 > 0.005 OK

4-5-3 Negative moment reinforcement

Support (2)

Mu = 79 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{79 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 0.5\,Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.5}{420}}\right) = 0.0012$$

A_s = 0.0012*(900)* (440) = 475.2 mm^2 < A_s min =1320 mm^2

A_s min =1320 mm^2

Use 7Φ 16 mm , A_s = 1407 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(1407) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 32.19 mm
C= a /0.85 = 32.19/.85 = 37.87
ε_s = (d- C) (0.003)/C
ε_s = (440 – 37.87)*(0.003) /(37.87) = 0.032

⇨0.032 > 0.005
⇨Ok

Support (3)

Mu = 372.2 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{372.2*(10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 2.37\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*2.37}{420}}\right) = 0.006$$

A_s = 0.006*(900)* (440) = 2376mm^2 >A_s min

Use 8Φ 20 mm , A_s = 2512 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(2512) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 57.46mm
C= a /0.85 = 57.46/.85 = 67.6
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440 – 67.6)*(0.003) /(67.6) = 0.017

⇨0.017 > 0.005
⇨Ok

Support (4)

Mu = 413.9 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{413.9 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 2.64\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.64}{420}}\right) = 0.0068$$

A_s = 0.0068*(900)* (440) = 2692.8 mm^2 >A_s min

Use 6Φ 25 mm , A_s = 2946 mm^2

Check for strain:

T=C
⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b
(2946) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 67.4mm
C= a /0.85 = 67.4/.85 = 79.3
εs = (d- C) (0.003)/C
εs = (440 – 79.3)*(0.003) /(79.3) = 0.014

⇨0.014 > 0.005
⇨Ok

Support (5)

Mu = 527.7 kN.m ……. From Figure (4-10).

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{527.7 * (10)^6}{(0.9)(900)(440)^2} = 3.37\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 3.37}{420}}\right) = 0.009$$

A_s = 0.009*(900)* (440) = 3564 mm^2 >A_s min

Use 8Φ 25 mm , A_s = 3928 mm^2

Check for strain:

T=C

⇨ As x Fy = 0.85 x fc' x a x b

(3928) x 420 = 0.85 x 24 x 900 x a

➢a = 89.9mm

C= a /0.85 = 89.9/.85 = 105.8

ε_s = (d- C) (0.003)/C

ε_s = (440 – 105.8)*(0.003) /(105.8) = 0.009

⇨0.009 > 0.005

⇨Ok

4-5-4 Design of Shear Reinforcement:

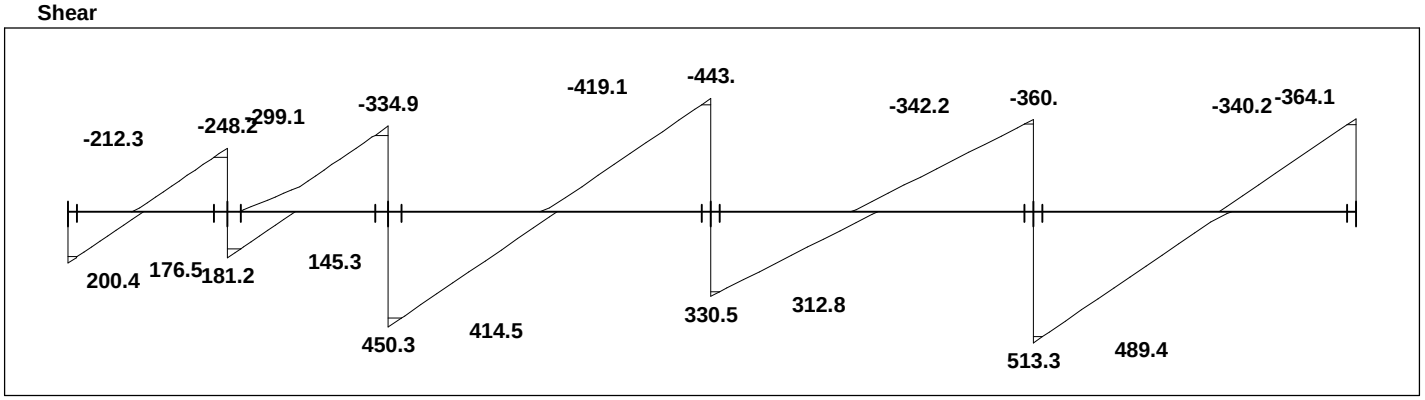


Figure. (4-11) The design Shear for the beam B (66)

V_u =489.4 KN……..As shown in Fig. (4.11)

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

$$\text{¤}Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(900)(440)/6 = 242.5KN .$$

$\Phi Vs \min = 0.75\ (1/3)*b*d = 0.75*(1/3)*900*440*10^{-3} = 99$ KN

$\Phi V_c + \Phi Vs_{\min} = 242.5 + 99 = 341.5$ KN

$$\text{¤}Vc + \text{¤}Vs \min = 341.5KN \le Vu = 489.4KN \le 3\text{¤}Vc = 727.5KN$$

➢ Category (4) Satisfy

$\text{Req}\,\Phi Vs = Vu \max - \Phi Vc$.

$\text{Req}\,\Phi Vs = 489.4 - 242.5 = 246.9$ KN

But:

$$Ø \times Vs = 0.75 \times \frac{\sqrt{Fy}}{S} \times Av \times d$$

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

Select Ø10 with 4 legs, So:

$$Av = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \text{No of legs}$$

$$Av = 3.14 \times \frac{10^2}{4} \times 4$$

$$\text{➢}Av = 314\ mm^2$$

☞$S = (0.75*420*314*440) / (246.9*10^3)$

$S = 176.3mm = 17.6$ cm

$S \le d/2 = 44/2 = 22$ cm

$S \le 60$ cm

use the smallest value of the imitations

☞ Select S =15 cm

⇨Use Ø10 @15 cm

4-6 Design of stair:

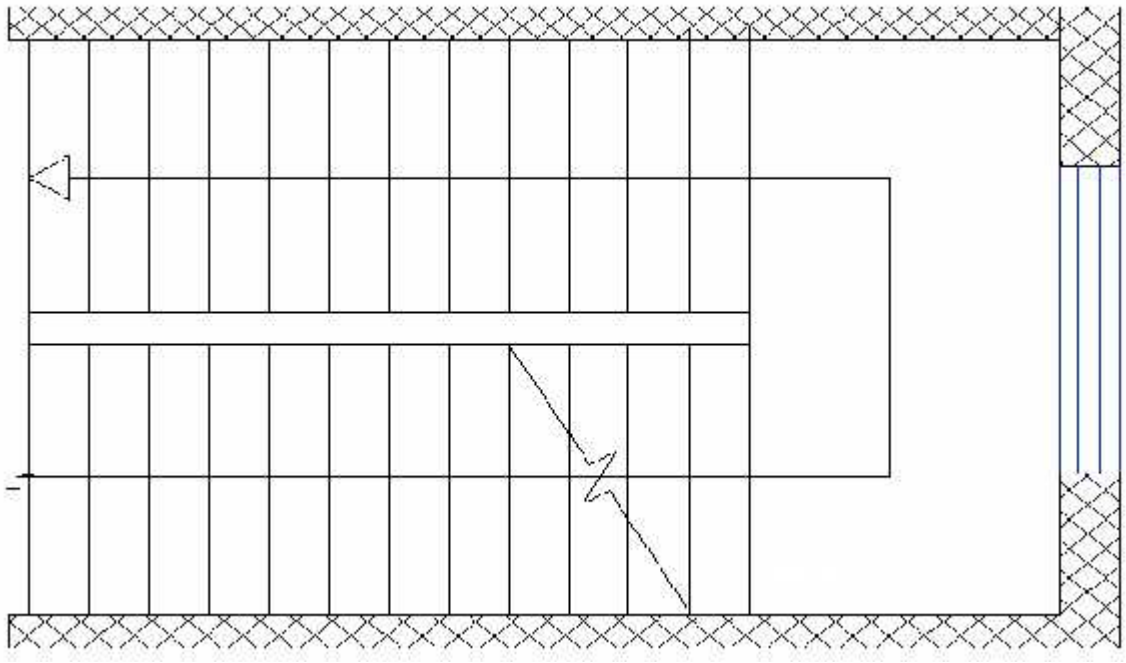


Figure (4-12) stair

4-6-1 Determination of Slab thickness:

$$h_{\min} = \frac{span}{20}$$

$$h_{\min} = \frac{4.40}{20} = 0.22\ m$$

Use $h_{\min} = 25\ cm$

4-6-2 Load calculation:

Dead Load:

$$\text{Tiles} = \frac{(0.17+0.35)\times 0.03\times 22}{0.3} = 1.15\ KN/m$$

$$\text{Morter} = \frac{(0.17+0.3)\times 0.02\times 22}{0.3} = 0.7\ KN/m$$

$$\text{Stair} = \frac{0.5\times 0.3\times 0.17\times 24}{0.3} = 2.04\ KN/m$$

$$\text{Concret} = \frac{0.25\times 25}{\cos 30} = 7.2\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = \frac{0.02\times 22\times 1}{\cos 30} = 0.51\ KN/m$$

Dead Load for landing :

$$\text{Concret} = 0.25\times 25 = 6.25\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = 0.02\times 22 = 0.44\ KN/m$$

$$\text{Morter} = 0.02\times 22 = 0.44\ KN/m$$

$$\text{Tiles} = 0.03\times 22 = 0.66\ KN/m$$

Total Load:

$$D.L_{total} = 11.6\ KN/M$$

$$L.L_{total} = 5\ KN/M$$

$$D.L_{total}\,lan = 7.8\ KN/M$$

$$L.L_{total}\,lan = 5\ KN/M$$

From ater pro.We get

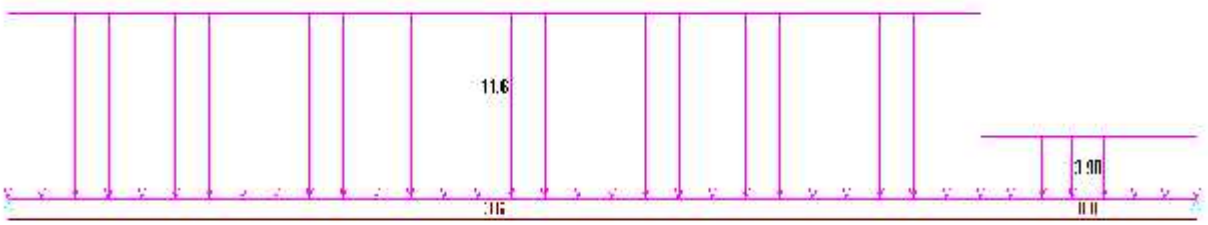


Figure (4-13) dead load diagram

Mu =50.9KN/M

Vu =37.6 KN/M

h =25 cm

Assuming Ø 12 for main reinforcement-:

So, d =250-20-6 = 224 mm

Take d= 224 mm

4-6-3 Design of shear:

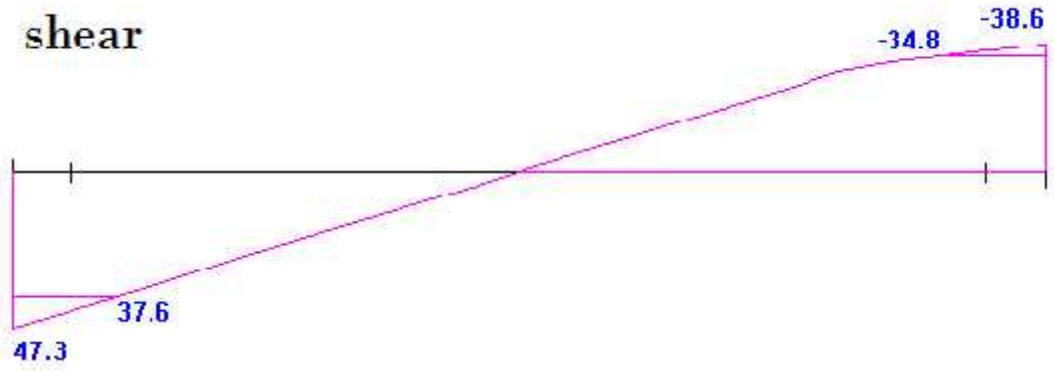


Figure (4-14) shear diagram

Vu =37.6 KN.

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

$$¤Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.224 \times 10^3}{6} = 137.2KN$$

Vu =37.6 KN< Ø.Vc =137.2 KN.

No shear Reinforcement is required OK

4-6-4 Design of Bending Moment

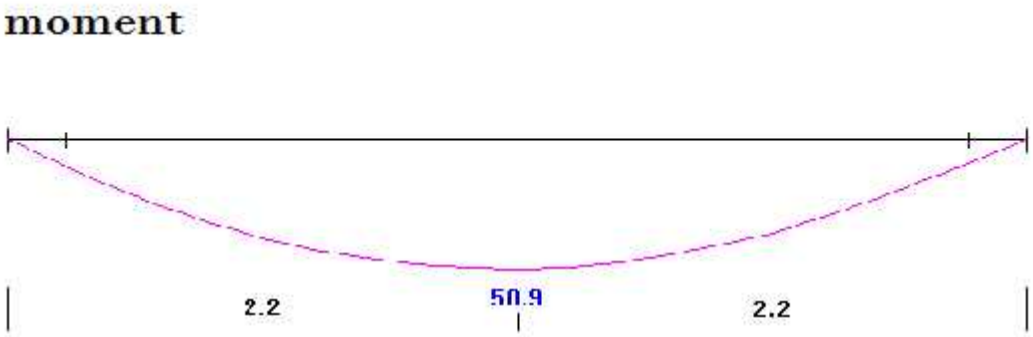


Figure (4-15) bending moment

- Mu =50.9KN.m.

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{50.9}{0.9} = 56.5\ KN..m$$

d =22.4cm.

- $K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$

$$K_n = \frac{56.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.224^2} = 1.13MPa\ .$$

- $m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.13}{420}}\right) = 0.0028$$

As req =0.0028×1000×224 =620

- $As_{\min} \geq \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$

$$\geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(224) \leq \frac{1.4}{420}(1000)(224)$$

$$653.2 \leq 746.6$$

$$so \quad As_{\min} = 746.6\ mm^2$$

A_s min =746..6 ≥ A_s *req* =620

A_s min =746.6mm^2 …….Control.

$$\#\,\text{Of Bars} = \frac{746.6}{154} = 4.84$$

Use ¤14 @ 20 cm…..…..…... With As = 1000 / 200×153 = 765mm².

4-6-5 Check for yielding:

- Tension =Compression

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

$$765 \times 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.75mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.75}{0.85} = 18.53mm$$

$$£_s = \frac{224 - 18.53}{18.53} * 0.003$$

$$£_s = .0332 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4-6-6 Development length of the bars:

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

$$L_d = \frac{420}{2\times\sqrt{24}}\times 1\times 1\times 1\times 1.2 = 52cm$$

$$L_d = 60\ cm$$

4-6-7 Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5}\times As_{req} = \frac{1}{5}\times 765 = 153mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times 1000\times 250 = 450mm^2$$

Use ¤10 @ 15 cm …..…..…..…..…. With As = (1000 / 150) * 78.5 = 524mm².

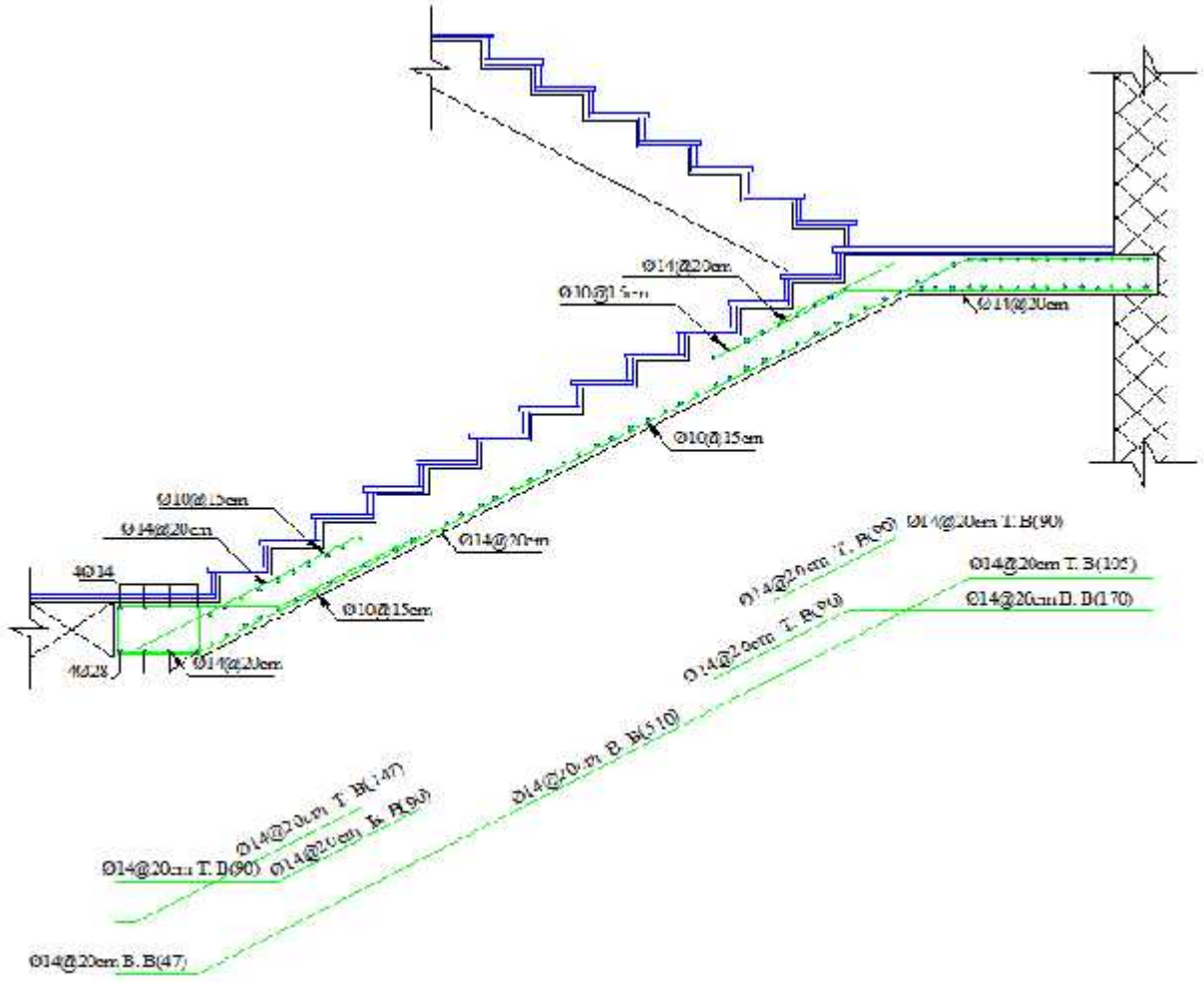


Figure (4-16) stair reinforcement

4-7 Design of column

4-7-1 Design of long column

Select column (C11) for design

4-7-2 Load Calculation:

Pu = ٣٨٥٠ KN

Pn =3850/ (0.65) = 5924 KN

4-7-3 Determination of Agreq

$^{\circ}g = 2\ \%$

Pn =0.8 Ag {0.85 f_c') *1 – ° g + (fy * ° g }

5.924 = 0.8 *Ag {(0.85*24)* (1 – 0.02) + (0.02 *4٢٠}

Ag = 0.243 m2

Select 60*45 with Ag = 0.27m2

4-7-4 Check Slenderness Effect:

- **In 60cm-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.
K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

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

Lu = 4 m

M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1*4}{0.3*0.6} = 22.3 > 22$$

Long column in 60 cm direction

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI 318-2002\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(2234)}{3850} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.45*0.6^3}{12} = 0.0081\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*0.0081}{1+0.58} = 47.7 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI 318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 47.7}{(1.0*4)^2} = 29.5 MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(3850\ /\ 0.75*29.5*10^3)} = 1.21 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 600 = 33 mm = 0.033 m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.033 * 1.21 = 0.04$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.04}{0.6} = 0.066$$

From Interactio n Diagram

$$¤\frac{P_n}{A_g} = \frac{3850}{0.6\times 0.45} \times \frac{145}{1000} = 2 \ \ ksi$$

$$°_g = 0.025$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.02 \times 700 \times 450 = 6300\ mm^2`$$

$$\therefore Use 20¤20$$

4-7-5 Design of the Reinforcement:

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

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

$S \le$ Least dimension.

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 2 = 32\ cm$$

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

$$spacing \le least\ .\dim . = 600\ mm$$

Use Φ10 @ 250 mm

- **In 45cm-Dirction**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 4 m

M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1*4}{0.3*0.45} = 29.5 > 22$$

$$\therefore long\ \ Coloumn\ \ in\ \ 45 \vdots dirction$$

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

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(2234)}{3850} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.6*0.45^3}{12} = 0.00455\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*0.00455}{1+0.58} = 27MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 * 27}{(1.0*4)^2} = 16.5MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{3859}{0.75*16.5*10^3}} = 1.45 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 450 = 28.5mm = 0.0285\ m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0285\ *1.45 = 0.0413$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0413}{0.45} = 0.09$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3850}{0.6\times 0.45} \times \frac{145}{1000} = 2k\ \ Psi$$

$$°_g = 0.025$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.02 \times 700 \times 450 = 6300\ mm^2 `$$

$$\therefore Use 20¤20$$

4-7-6 Design of the Reinforcement:

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

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

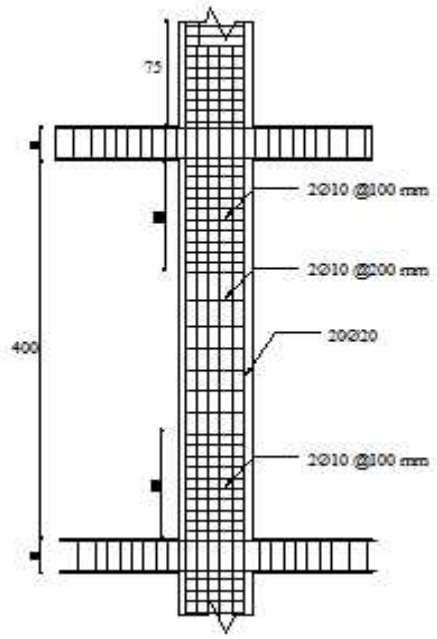
$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times 2 = 16 \times 2 = 32 \ cm$$

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

$$spacing \leq least \ .\dim . = 450 \ mm$$

Use ¤ $10 @ 25 \ cm$



Scale 1:100

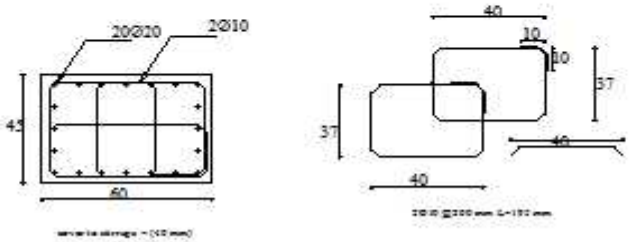


Figure (4-17) reinforcement of column

4-8 Design of Basement wall:

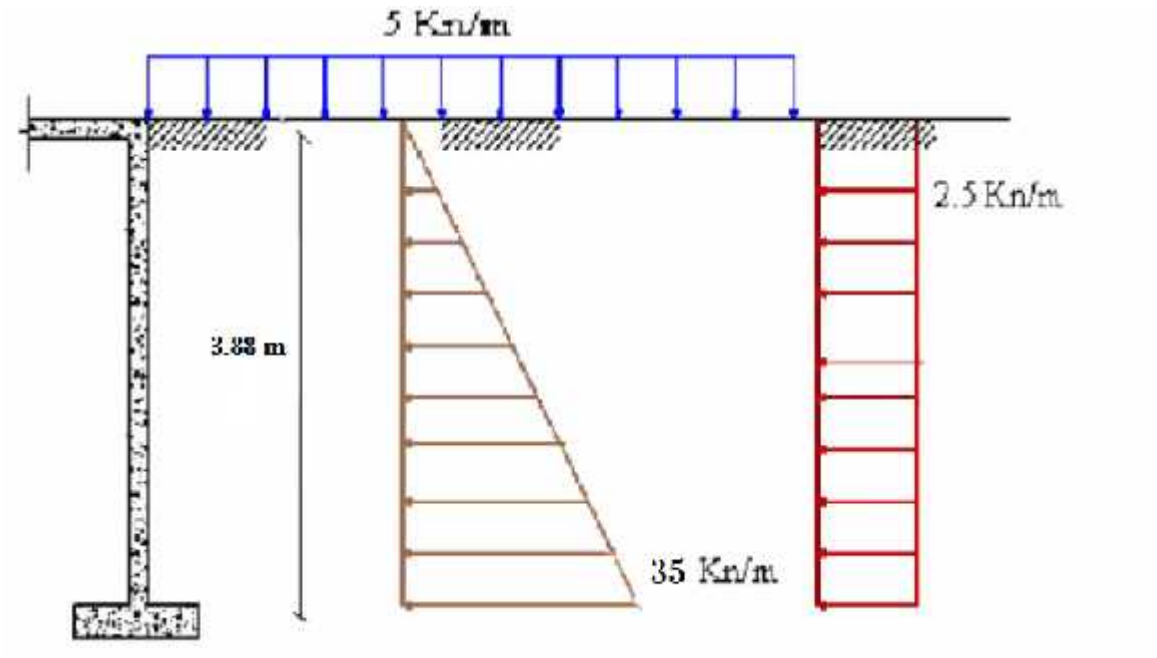


Figure (4-18) Basement wall- Diagram

4-8-1 Load Calculation :

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.88 \times 0.5 = 35$ Kn/m2

$q_2 = P \times K_0$

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

Mu =60 kN.m

Mn =60/0.9 =67kN.m

4-8-2 Wall Design :

Mu =60 kN.m

Mn =60/0.9 =67kN.m

$$d = 300 - 30 - 12 = 258\,mm$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{67 \times 10^6}{1000 \times 258^2} = 1Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1}{420}}) = 0.00244$$

$$As_{req} = 0.0024 \times 1000 \times 258 = 630mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} \times b \times d = \frac{0.25\sqrt{24} \times 1000 \times 258}{420} = 752mm^2 / m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 \times bw \times d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 258}{420} = 860mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 860mm^2 / m < As_{req} = 630mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{860}{154} = 6$$

Select Φ14@20cm c/c

As_{min} = 0.0012×b ×h

= 0.0012 ×1000× 300

= 360 mm^2/ m

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

4-8-3 Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

$As_{horezantal} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 mm^2 / m$

$\#\, of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{600}{113} = 5.3$

Select Φ12@20cm c/c

4-8-4 Check for Shear :

$¤ \times Vc \geq Vn$

$¤ \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 258$

$¤.Vc = 158 >> Vu = 56.3\ kN$

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

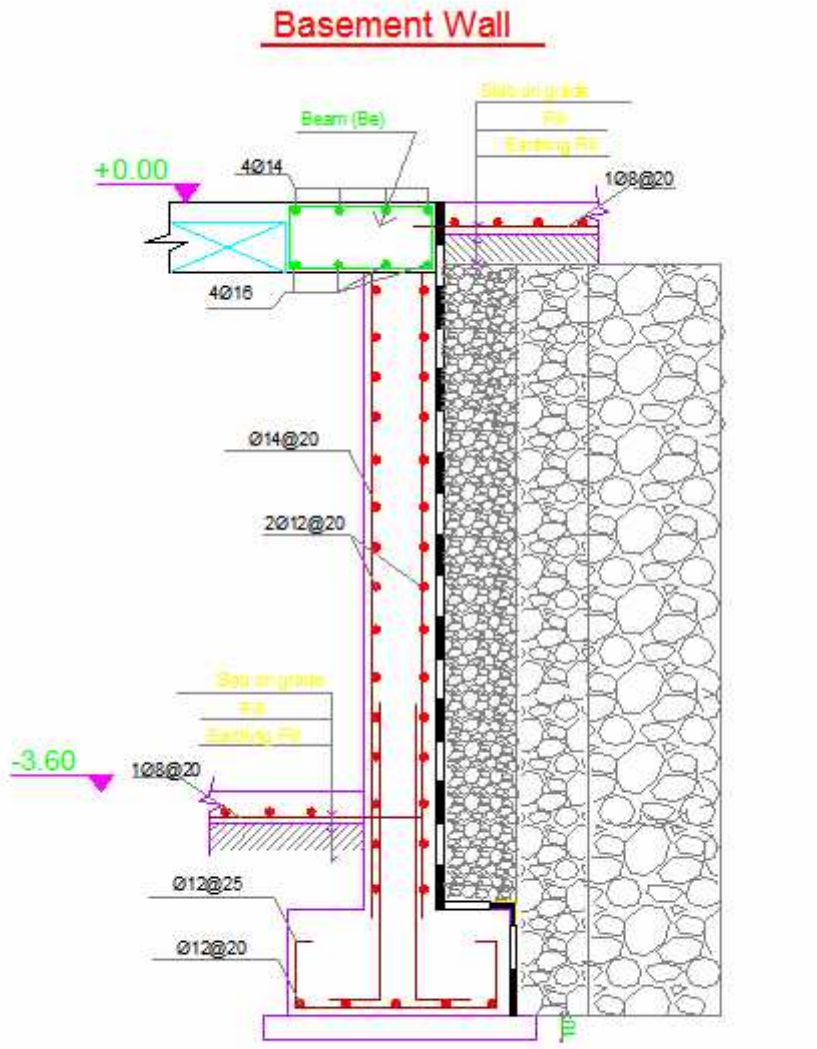
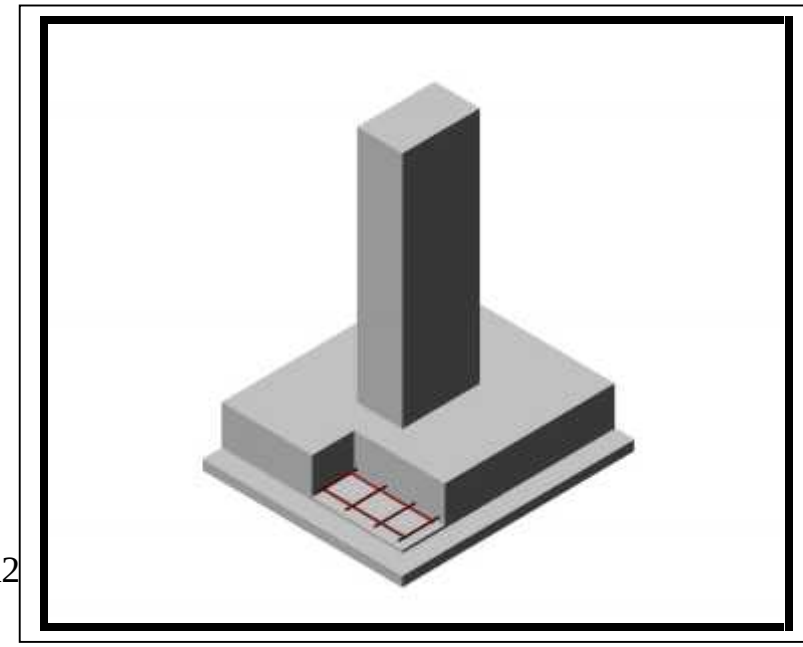


Figure (4-19) Basement wall- Detail

4-9 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 (F1)



4-9-1 Load Calculation:

From Column :

Factored load =3850 KN

Soil weight =18 KN/m3

Soil depth =1.0 m

Column geometry 60*45 cm

Allowable soil pressure =500 KN/m2

$$Pu = 3850Kn$$
$$Cw = 25*0.6*0.45*16 = 108Kn$$
$$Sw = 18*3*1 = 54Kn$$
$$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$$
$$Pu_T = 3850 + 1.2*108 + 1.2*54 = 4444.5Kn$$

Total service load =2871 +108 +54 =3033 KN

Where :

Cw :Column weight

Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

PuT :Total load on foundation

4-9-2 Design of Footing Area:

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

Allowable soil pressure =500 KN/m²

Area)A = (Total service load / Soil Pressure

= 3033 KN /500 KN/m²

= 6.1m2

Try 2.6m *2.6m Area = 6.76m2 > Required Area =6.1 m2

For the design of the renforce concrete member, factored load must be used :

Pu =1360 KN

$$\pm_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{4444.4}{6.76} = 657 KN/m^2 < 1.4*500 = 700 KN/m^2 .....OK$$

4-9-3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = hmin = 75 cm … ..d =75-7-1 =67 cm

Check for one way shear strength

$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.75}{2}+0.67=1.045m$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=657*(\frac{2.6}{2}-1.045)*2.6=436KN$

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

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2600*670=1066Kn$

$¤.Vc=1066KN\geq Vu=436KN$

$\therefore\ \ Safe$

Check for two way shear action (punching)

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

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

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

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

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{60}{45}=1.33$$

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

$b_o=4d+2a+2b=4*0.67+2*0.45+2*0.6=4.78m$

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.33}\right)*\sqrt{24}*4780*670 = 4911Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*(7.41)*\sqrt{24}*4580*620 = 7271Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4780*670 = 3922Kn$$

$¤.V_C = 3922Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = [2.6*2.6-\{(0.45+0.67)*(0.6+0.67)\}]*657 = 3507KN$

$¤.Vc = 3922Kn > Vu_C = 3507Kn$..... *satisfied*

4-9-4 Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(600*450)]/1000 = 3580Kn$

But $Pu = 3850 \geq ¤.Pn = 3580$

∴ Dowels are required for load transfer.

In column

$$As = \frac{\frac{Pu}{¤}-Pn}{Fy}$$

$$As = \frac{\frac{3850}{.65}-5508}{420}$$

$As = 989mm^2$

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*600*450 = 1350mm^2$

Select $20\Phi10$

$As_{\Pr ovided} = 1560mm^2 > As_{\mathrm{Re}\,q.}$

In footing

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc' A1\sqrt{\frac{A2}{A1}})$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{2.6*2.6}{0.6*0.45}} = 5 \geq 2$$

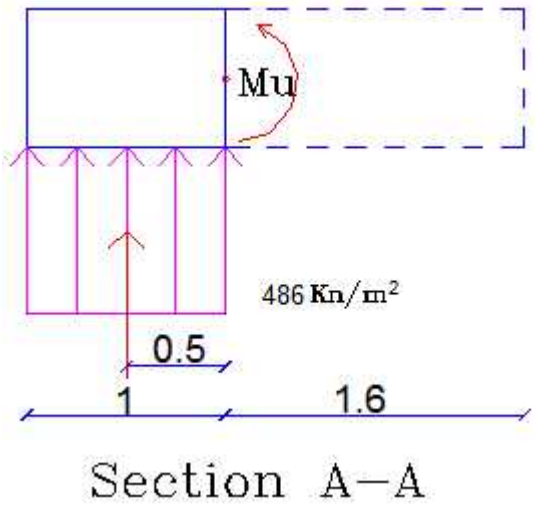
$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 2$$

$$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*0.6*0.45*2*1000 = 7160Kn$$

$$But\ \ Pu = 3850 \leq ¤.Pn = 7160$$

4-9-5 Design for Bending Moment:

At section A-A



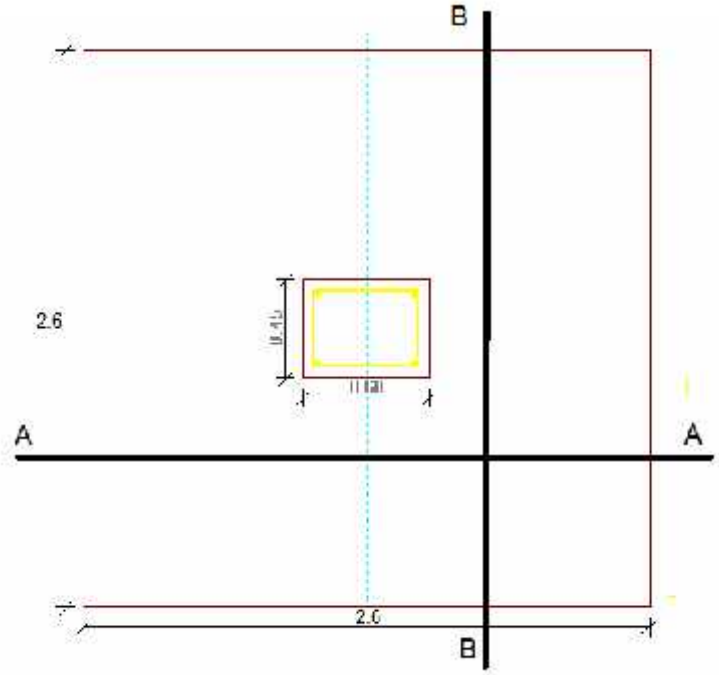


Figure (4-20) isolated footing section A-A

$$Mu = 486*(1*2.6)*0.5 = 631.8Kn.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{631.8}{0.9} = 702KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{702\times10^6}{2600\times670^2} = 0.6Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.6}{420}}\right) = 0.00145$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00145*2600*670 = 2526\ mm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*2600*750 = 3510m^2$$

$$\therefore As = 3510mm^2$$

Select 23¤14....$As_{Provided} = 3542mm^2 > 3510mm^2$.....*ok*

At section B-B

$$Mu = 486*(1.075*2.6)*0.54 = 733.5Kn.m$$

$$Mn = \frac{733.5}{0.9} = 815KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{815\times10^6}{2600\times670^2} = 0.7Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

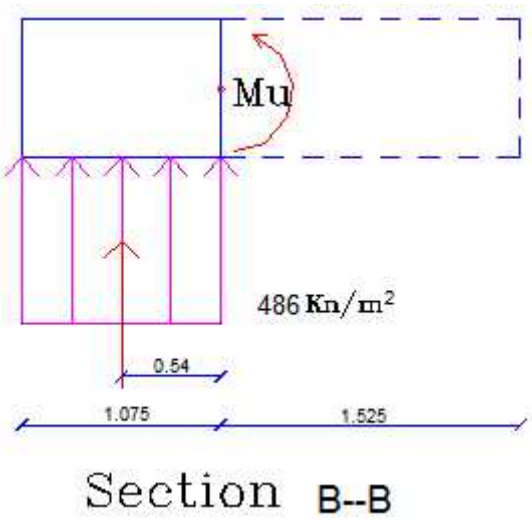


Figure (4-21) isolated footing section B-B

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.7}{420}}\right) = 0.0017$$

$$As_{\text{Req.}} = ° * b * d = 0.0017 * 2600 * 670 = 2955 mm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2600 * 750 = 3510 mm^2$$

$$\therefore As = 3510 mm^2$$

Select 23¤14....$As_{\text{Provided}} = 3542 mm^2 > 3510 mm^2$.....*ok*

4-9-6 Check for Strain :

Tension =Compression

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

$$3510 * 420 = 0.85 * 24 * 2600 * a$$

$$a = 27.8 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{27.8}{0.85} = 32.7$$

$$£_s = \frac{670 - 32.7}{32.7} * 0.003$$

$£_s = 0.058 > 0.005$ .....*OK*

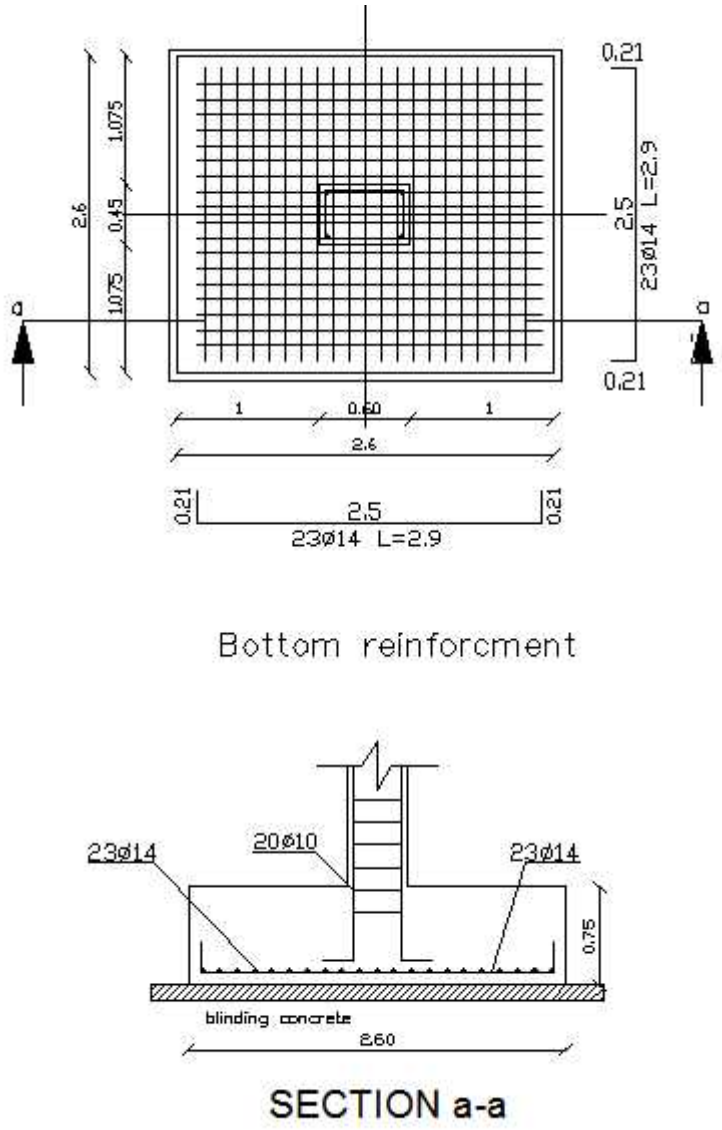


Figure (4-22) reinforcement of isolated footing

4-10 Design of combined footing

Footing for the column C10 & C10

C10 : 50*30 ……D.L =1480 KN , L.L =503 KN

Pu =1.2*1480+1.6*503 = 2580.8 KN

C10 :50*30 …… D.L =1480 KN , L.L =503 KN

Pu =1.2*1480+1.6*503 = 2580.8 KN

4-10-1 Determination of the footing diminutions

Allowable soil pressure =500 KN/m^2

$Pu = 2580.8 + 2580.8 = 5161.6KN$

$Cw = 25*12*(0.5*0.3 + 0.5*0.3) = 90KN$

$Sw = 18*3*1 = 54KN$

$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$

$Pu_T = 5161.6 + 1.2*90 + 1.2*54 = 5334.4KN$

Total service load =1480+503+1480+503 +90+54 =4110 KN

Where :

Cw :Column weight

Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

Pu_T :Total load on foundation

Distance between the two columns is 1.05 m center to center

$FR = 2580.8 + 2580.8 = 5161.6KN$

FR Position

$5161.6 * X = 2580.8 * 1.05$

$\Rightarrow X = 0.52m \ \ from\ C10\ \ center$

$A_{req.} = \dfrac{Force}{\pm} = \dfrac{4110}{500} = 8.22m^2$

$try \ldots 3.6 * 2.4 = 8.64 > 8.22m^2$

$\pm = \dfrac{5161.6}{8.64} = 597.4KN/m^2 < 1.4*500 = 700KN/m^2 .....OK$

4.10.2 Determination of the foundation depth

Assume h = 60 cm … ..d =60-7-1 =52 cm

- **Check for one way shear strength**

$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.6}{2}+0.52=0.82m$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=597.4*(1.8-0.82)*2.4=1405.5KN$

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

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2400*520=7642.42Kn$

$¤.Vc=7642.2KN>Vu=1121KN\ \therefore OK$

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

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

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

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

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

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{50}{30}=1.67$$

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

$b_o=(0.5+0.52)*2+2*(0.52+0.3)=3.68m$

$b_o=(0.5*0.525+0.52/2)*2+1*(0.52+0.3)=3.39m$

$\therefore b_o=3.39m$

$\sim_s=40$ …… .for interior column

$$¤.V_C=¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.67}\right)*\sqrt{24}*3.68*520=2372.3KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.52}{3.68}+2\right)*\sqrt{24}*3.68*520 = 4391.2KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3.68*520 = 2159KN$$

$$¤.V_C = 2159KN \;\ldots\ldots\; Control$$

$$Vu_C = Pu - FR_b$$

$$FR_b = \pm_{bu} * area\ \ of\ \ critical\ \ section$$

$$Vu_C = 2580.8 - [613.7*(1.285*0.82)] = 1934.1KN$$

$$¤.Vc = 2159KN > Vu_C = 1934.1KN \ldots\ldots\ satisfied$$

4-10-3 Design for Bending Moment:

- **Bottom reinforcement**
- **At section A-A**

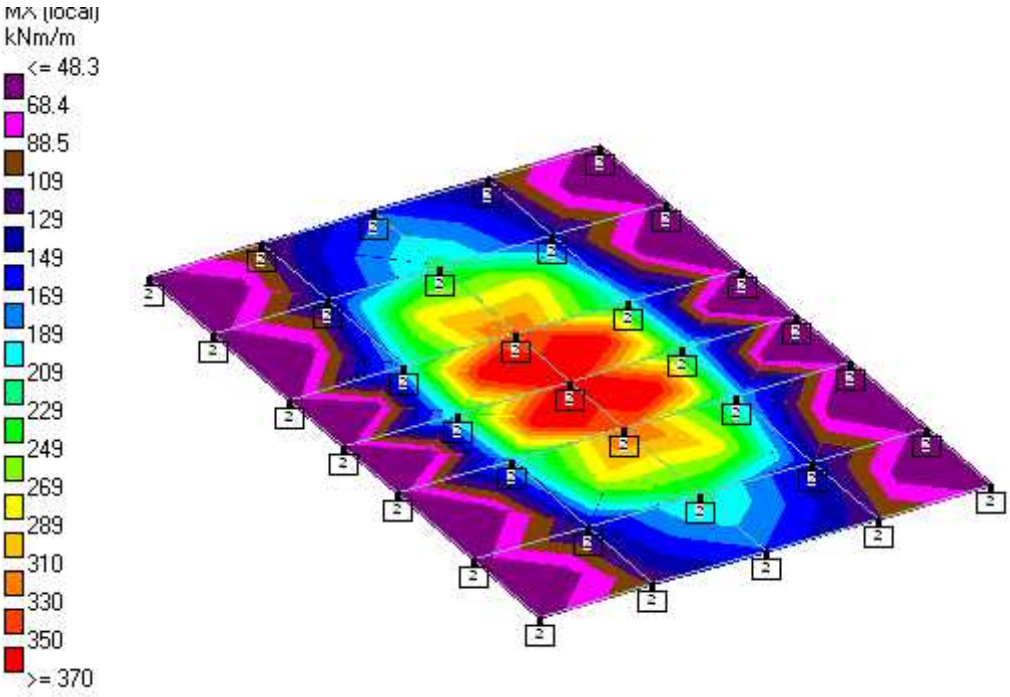


Figure (4-23) Moment Diagram for footing

$$Mu = 370Kn..m$$

$$d = 600 - 80 = 520\ mm$$

$$Mn = \frac{370}{0.9} = 411.1KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{411.1\times10^6}{1000\times(520)^2} = 1.5Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.5$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.5\times 1.5}{420}}\right) = 0.0037$$

$$As_{\text{Req.}} = \circ * b * d = 0.0037*1000*520 = 1924mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*600 = 1080mm^2$$

$$\therefore As = 1924mm^2 .....control$$

Select ¤18@12.5cm…..….ok

Tension =Compression

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

$$2034.4*420 = 0.85*24*1000*a$$

$$a = 41.9mm$$

$$c = \frac{41.9}{0.85} = 49.3$$

$$£_s = \frac{520-49.3}{49.3} * 0.003 = 0.028$$

$$£_s = 0.028 > 0.005 \qquad .....OK$$

At section B-B

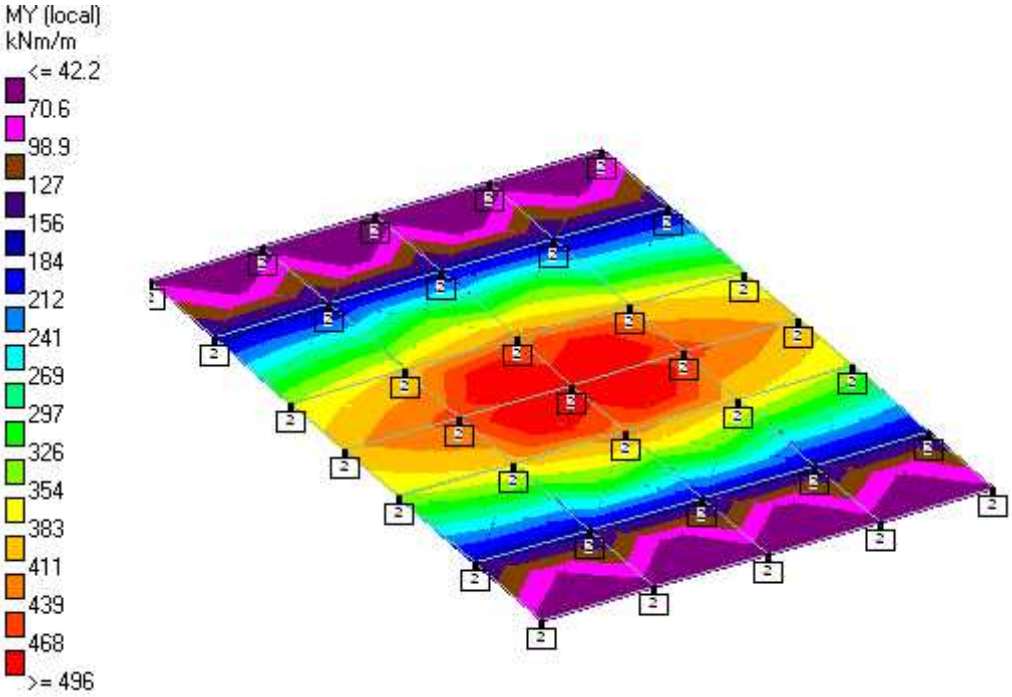


Figure (4-24) moment diagram for footing

$Mu = 496 Kn..m$

$d = 600 - 80 = 520\ mm$

$$Mn = \frac{496}{0.9} = 551.11 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{515.11 \times 10^6}{1000 \times (520)^2} = 1.9 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.5$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.5\times 1.9}{420}}\right) = 0.0047$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0047 * 1000 * 520 = 2444 mm^2$$

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 600 = 1080 mm^2$$

$$\therefore As = 2444 mm^2 .....control$$

Select ϕ 18@10 cm….Asprovided = 2444mm^2 > 2543mm^2 ….ok

Tension =Compression

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

$$2543 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 52.3 mm$$

$$c = \frac{52.3}{0.85} = 61.5$$

$$\varepsilon_s = \frac{520 - 61.5}{61.5} * 0.003 = 0.02$$

$$\varepsilon_s = 0.02 > 0.005 \qquad .....OK$$

- **Toping reinforcement**

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 600 = 1080 mm^2$$

Select ϕ 18@20cm….

4-10-4 Check transfer of load at base of column:

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

$$\phi.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (500 * 300)]/1000 = 1989 KN$$

$$But \;\; Pu = 2580.8 \geq \phi.Pn = 1989$$

$\therefore$ Dowels are required for load transfer.

In column

$$As = \frac{\frac{Pu}{\phi} - Pn}{Fy}$$

$$As = \frac{\frac{2580.8}{.65} - 3600}{420}$$

$$As = 882mm^2$$

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 500 * 300 = 750mm^2$$

$$Select\ 10\Phi 10$$

$$As_{Provided} = 1560mm^2 > As_{Req.}$$

In footing

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc'A1\sqrt{\frac{A2}{A1}})$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{3.6 * 2.4}{0.5 * 0.3}} = 7.5 \geq 2$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 2$$

$$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * 0.5 * 0.3 * 2 * 1000 = 3978KN$$

$$But\ \ Pu = 2580.8 \leq ¤.Pn = 3978$$

$\therefore$ Use As = 0.005*500*300 = 750 mm^2

$$Ld = 600 - 75 - 2 * 18 - 14 = 475$$

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

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 18$$

$$Ld = 386mm.....ok$$

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

$$Ld \geq 0.4 \times 420 \times 18 = 302mm$$

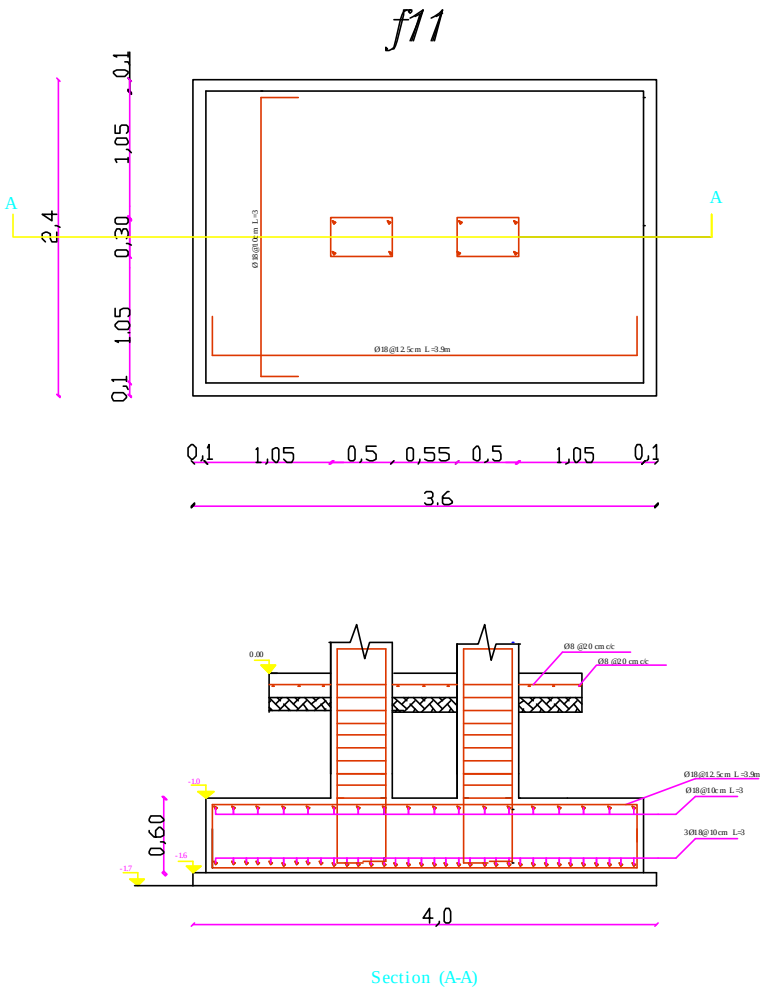


Figure (4-25) combined footing detail

4.11 Design of wall footing for stair:

4-11-1 Load Calculation:

Weight of wall (D.L) = height×Thickness × 1m wide × γ_c

= 3.7 ×.25×24*5 =111 KN/m

From one way rib =18*5= 90KN/m

L =9.6 *5= 48KN/m

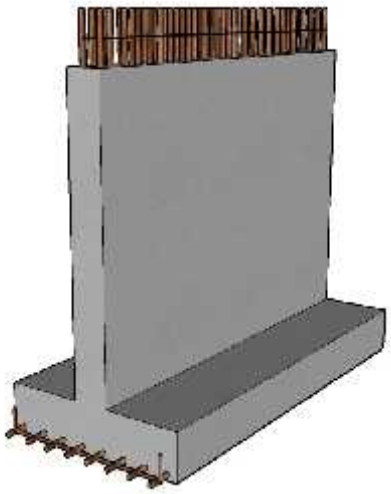
From stairs =25*5= 125KN/m

L =11 *5= 55KN/m

D.L $_{total}$ = 111+90+125= 326 KN/m

L.L $_{total}$ = 48+55=103KN/m

Total W =326+103 =429 KN/m



4-11-2 Determine the Footing Width :

Allowable soil pressure =500 KN/m²

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

$$q_{all.net} = 500 - 1*18 - 0.3*24$$

$$q_{all.net} = 474.8Kn/m^2$$

$$B = \frac{429}{475} = 0.92m$$

$$Use.B = 100cm$$

Assumed h= 30cm

$$\longrightarrow d = h - \text{cov}er - db$$

$$\longrightarrow d = 300 - 75 - 20 = 205mm$$

4-11-3 Check shear action :

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

$$q_u = \frac{1.2(326) + 1.6(103)}{1m \times 1} =$$

$$q_u = 556KN/m^2$$

$$V_u = q_u(\frac{B - 0.3}{2} - d) \times L$$

$$V_u = 556(\frac{1 - 0.25}{2} - 0.205) \times 1$$

$$V_u = 94.5KN$$

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

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1 \times 205$$

$$\Phi V_c = 125.5KN$$

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

4-11-4 Design of Bending :

B = 100 cm & h = 30m

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

$$Mu = 556 \times (\frac{0.375}{2})^2$$

$$Mu = 19.6KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{0.0196}{0.9} = 0.0218$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.0218}{1 \times (0.205)^2} = 0.52Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.52}{420}}\right)$$

$$\rho = 0.00125$$

$$A_s = \rho \times L \times d$$

$$A_s = 0.00125\times 1000\times 205$$

$$A_s = 257.13 mm^2$$

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

$$A_{s\,min.} = 0.0018\times 1000\times 300$$

$$A_{s\,min.} = 540 mm^2 .....(control)$$

$$Use. \Phi 12 @ 20 cm.c/c$$

4-11-5 Design of Dowels Bars:

As min_{req} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360mm^2/m

Use ¤ 10@20 cm

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

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{24}}\times 12$$

$$Ld = 257 mm$$

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

$$Ld \geq 0.4\times 420\times 12 = 201 mm$$

$$Ld_{avilable} = 300 - 75 - 3\times 12 = 189 mm.....notO.K$$

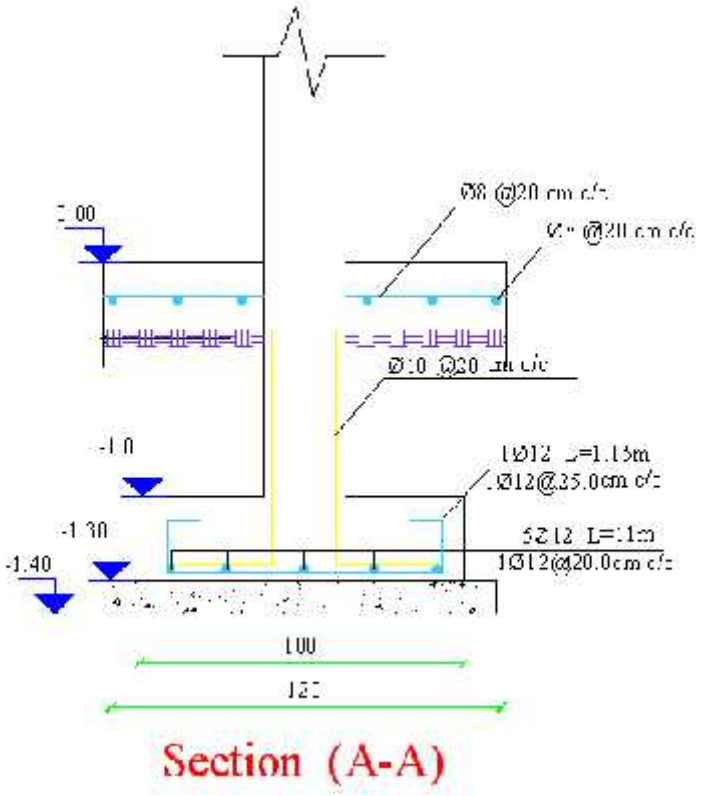


Figure (4-26) Wall footing detail

4-12 Design Mat footing under Elevator :

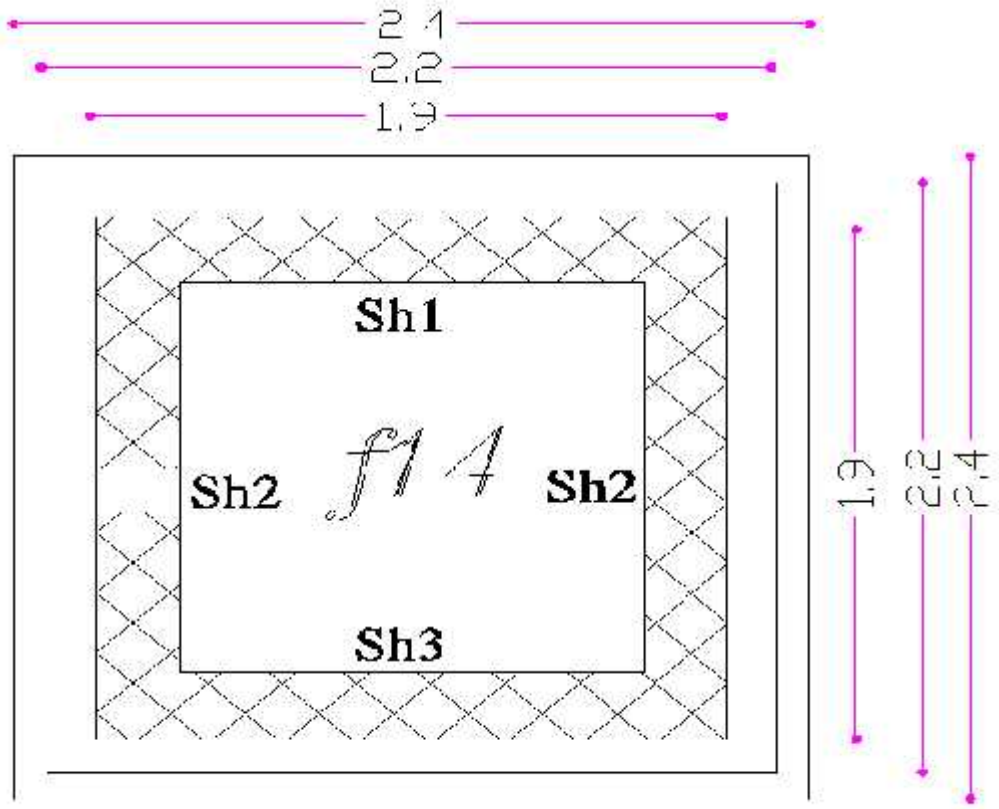


Figure (4-27) Top view of Mat Foundation(Under Elevator)

4-12-1 Load calculations :

Sh1

$\mathbf{D_{wal}}$=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

Dead load from ribbed slab =70 KN/m

Live load from ribbed slab =40 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125+70) + (1.6 *40)+26 =324 KN/m

Pu =324 *1.4 =454 KN

Sh2

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125) + 26 =176 KN/m

Pu =176 *1.9 =335*2=670 KN

Sh3

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125)+=26 176 KN/m

Pu =176 *1.4 =246 KN

Total Pu =454 +670 +246= 1370 KN

Determination of the area of footing :

A_{req}= Pu / 1.4*¢*all* = 1370/ 1.4*500 = 2 m^2.

Select $A_{provided}$ = 2.2*2.2= 4.84 m^2 > 2m^2…. See figure (4-27)

4-12-2 Design of shear

$d = 40 - 7.5 - 1 - 1 = 30.5cm$

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

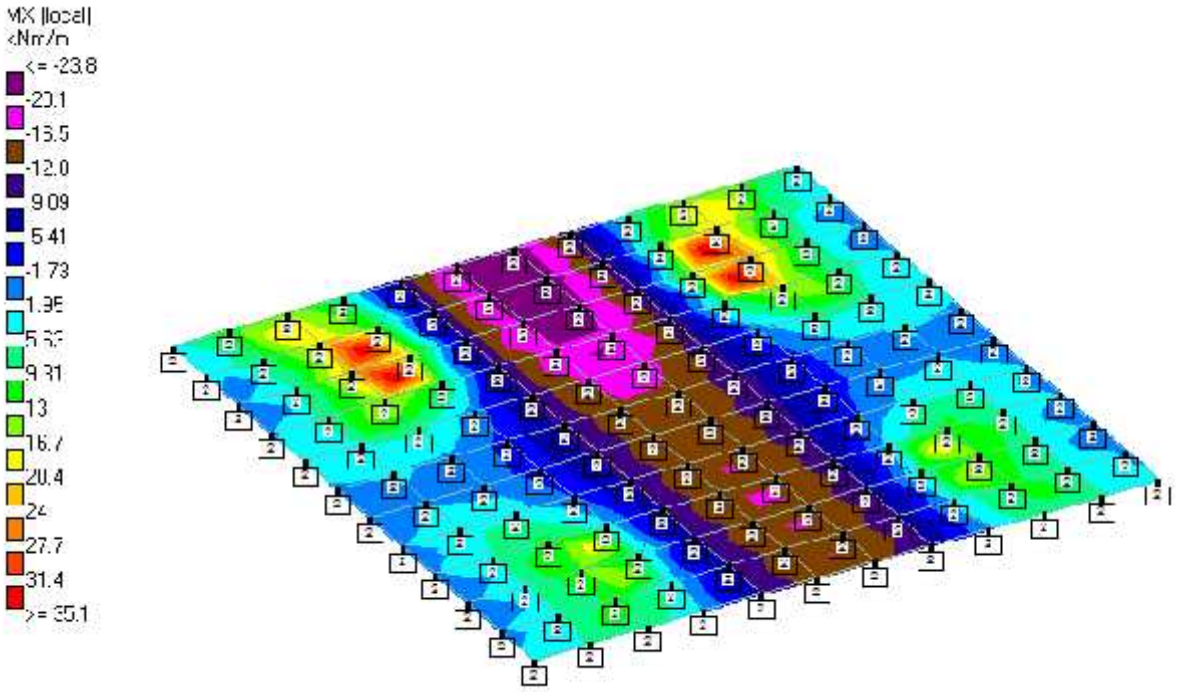
$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 305 = 411\,KN$

$Vu_{max} = 25\,KN / m$

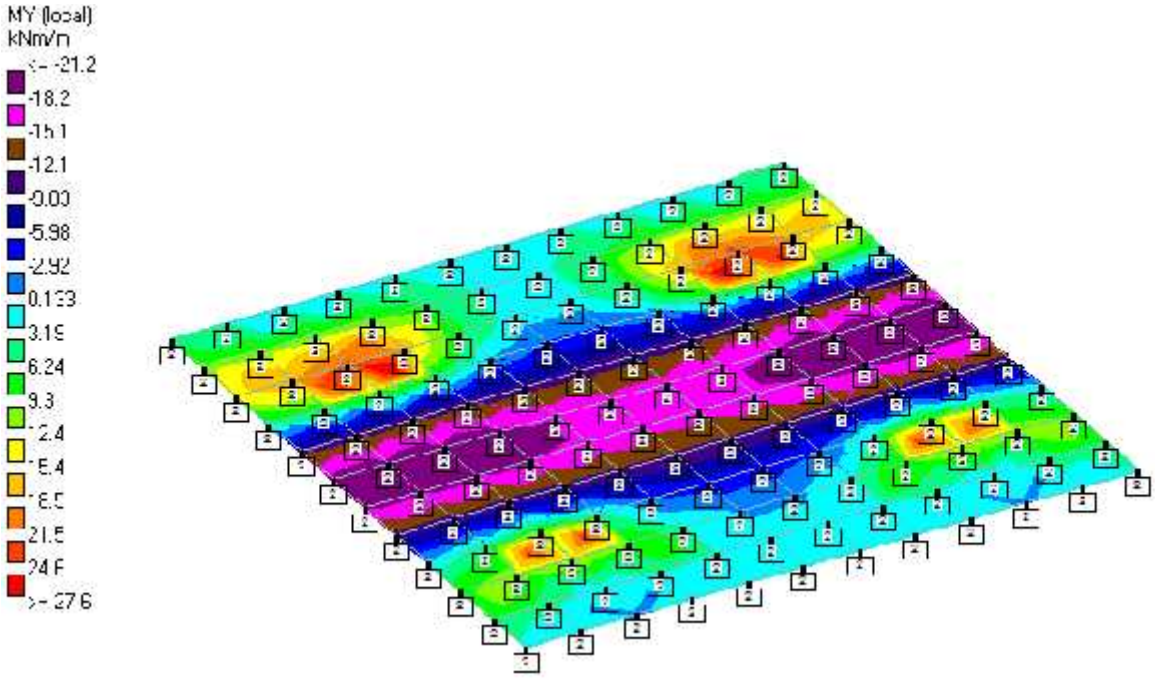
$\text{¤}.Vc = 411\,KN > Vu = 25\,KN$ ..... .OK

4-12-3 Design of bending moment

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



Figure(4-28) Moment in X-direction



Figure(4-29) Moment in Y-direction

4-12-4 Design In X-directions:

h =40 cm

d =40 – 7.5 – 1 –1 =30.5cm.

Fy =420 Mpa.

Fc’ =24 Mpa

Design of positive moment

$+ ve \;\; Mu_{X} = 35.1 KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{35.1}{0.9} = 39\, KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^{2}} = \frac{39 * 10^{6}}{1000 * 305^{2}} = 0.42\, Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = 20.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.42}{420}}\right) = 0.001$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.001 * 1000 * 305 = 305 \;\; mm^{2}$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \;\; mm^{2}$$

$As = 720\, mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select \; ¤14 \; @ \; 20\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\, mm^{2} > As_{req} = 720\, mm^{2}$$

Design of negative moment

$- ve \;\; Mu_{X} = -23.8 KN.m$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720\, mm^{2}$$

$As = 720\, mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select \; ¤14 \; @ \; 20\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\, mm^{2} > As_{req} = 720\, mm^{2}$$

4-12-5 Design In Y-directions:

Design of positive moment

$+ ve \;\; Mu = 27.6 KN.m$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e \;\; = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \;\; mm^{2}$$

$As = 720\, mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select \; ¤14 \; @ \; 20\, cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\, mm^{2} > As_{req} = 720\, mm^{2}$$

Design of negative moment

$-ve \quad Mu = -21.2\,KN.m$

$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \quad e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \quad mm^2$

$As = 720\ mm^2 \ldots\ldots\ldots Control$

$Select \ \text{¤}14 @ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{\text{®} * 1.4^2}{4} \right) = 770\ mm^2 > As_{req} = 720\ mm^2$

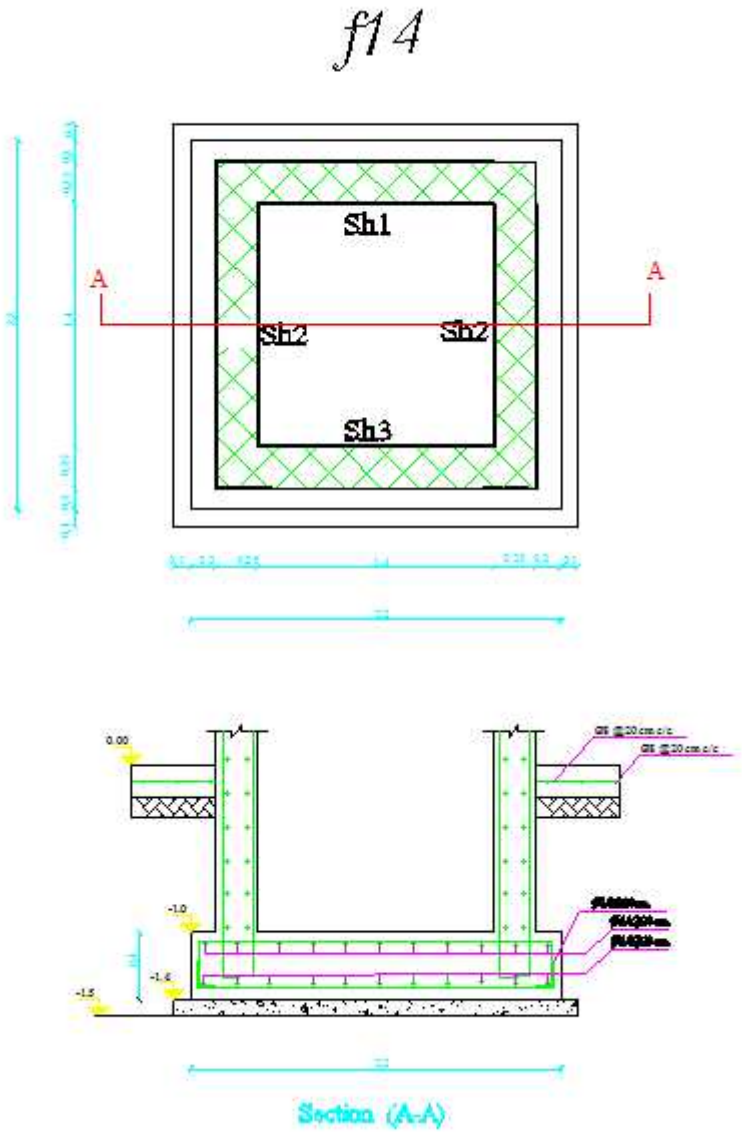


Figure (4-30) mat foundation detail

4-13 Design of Shear wall:

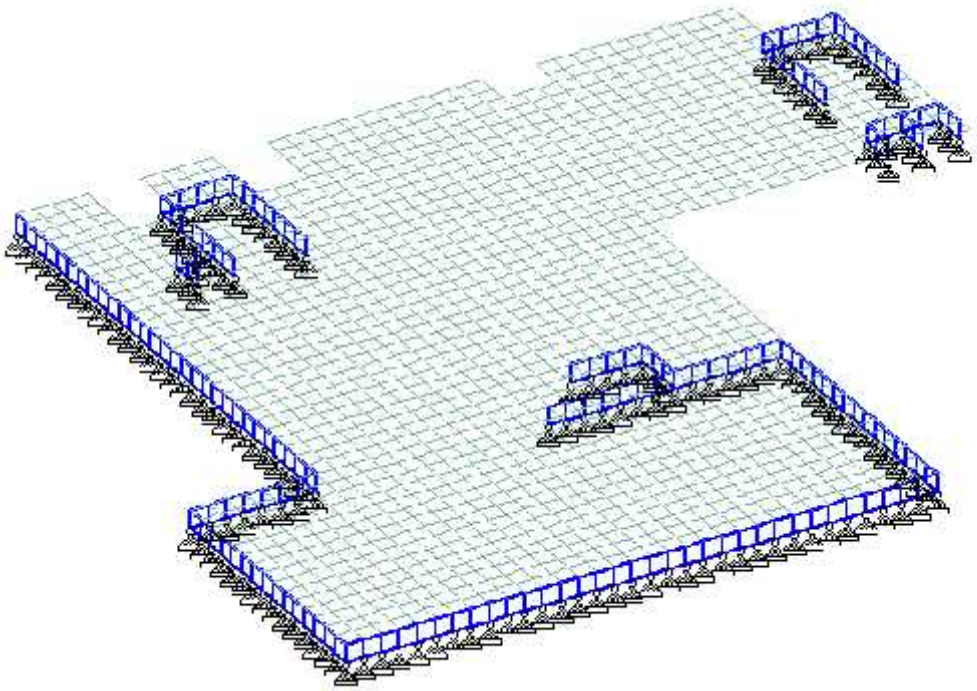


Figure (4-31) shear wall diagram

4-13-1 Load Calculation :

$$W_{Total} = W_{Basement} + W_{Ground} + W_{First} + W_{Second} + W_{Third}$$
$$W_{Total} = 83700KN$$

4-13-2 Calculation of shear force on "shear walls" :

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

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \text{.....(Eq.30-4)}$$

The total design base shear need not exceed the following :

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \text{.....(Eq.30-5)}$$

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

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

H Building = 19.6m
Z = 3.0
R = 5.5
I = 1.0
Ca = 0.24
Ct = 0.0488
Cv = 0.24

:**Where**

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

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

I = importance factor given in Table 16-K.

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

Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

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

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

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

$$T = 0.0488 * (19.6)^{3/4} = 0.454$$

$$V_1 = \left(\frac{Cv \times I}{R \times T}\right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.454}\right) \times 83700 = 8044.8kN$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times Ca \times I}{R.}\right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5}\right) \times 83700 = 9130.9kN$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times Ca \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 83700 = 2209.68kN$$

V =8044.8 kN ----Control

Ft = 0.07 x T xV = 0.07 x 0.454 x 8044.8 = 255.7 kN

$$F_{Xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}}\right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{8044.8 - 255.7}{852120}\right) \times W_i \times h_i = 0.0091 \times W_i \times h_i$$

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
3th	10800	8044.8	19.6	255.7	211680	1926.3	2182
2th	10800	8044.8	15.6	255.7	168480	1533.2	3715.2
1th	20700	8044.8	11.6	255.7	240120	2185.1	5900.3
ground	20700	8044.8	7.6	255.7	157320	1431.6	7331.9
basment	20700	8044.8	3.6	255.7	74520	678.12	8044.8
∑	83700				852120		

Table (4.1) Calculation of the total Fx

For shear wall in theater

Wall take percentage force from total horizontal = 26%

$$for\ third\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} \times 2182 = 567.32\ Kn$$

$$for\ \sec ond\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} * 3715.2 = 965.9\ Kn$$

$$for\ \ first\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} \times 5900.3 = 1534.1\ Kn$$

$$for\ \ ground\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} \times 7331.9 = 1906.3 Kn$$

$$for\ \ basement\ \ floor\ \ F_x = \frac{26}{100} * 8044.8 = 2091.6\ Kn$$

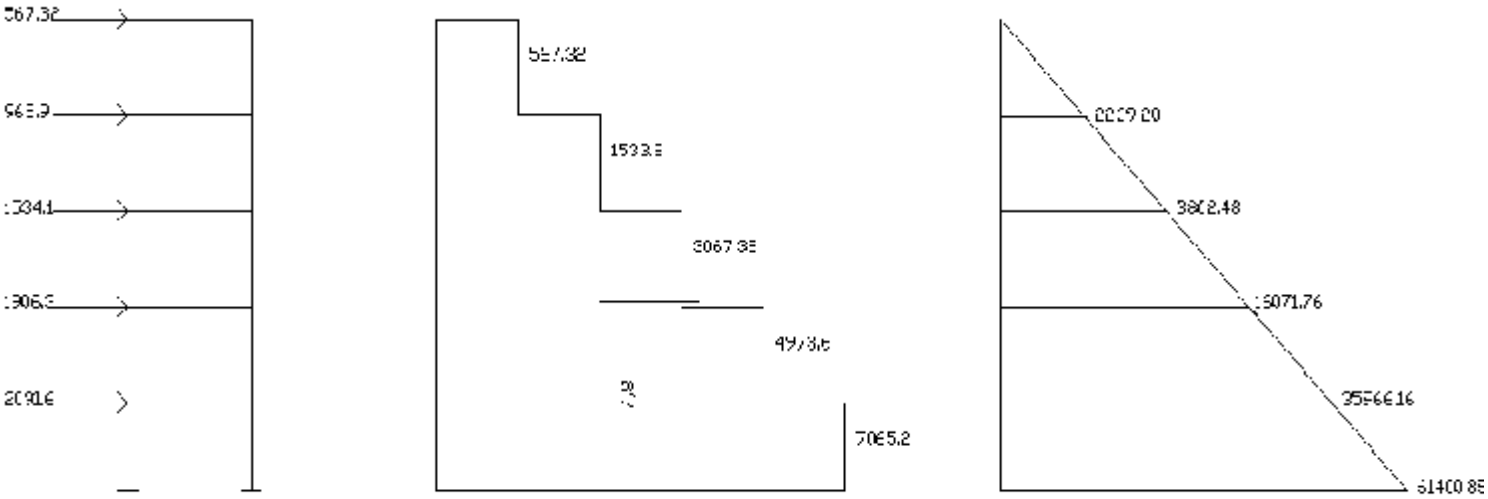


Fig. (4-32) Shear & Moment Diagram for Shear Wall

4-13-3 Shear Wall Design Parameters:

$fc' = 24\ Mpa$

$fy = 420\ Mpa$

$h = 25cm\ shear\ wall\ thickness$

$lw = 32m\ shear\ wall\ width$

$hw = 19.6m\ building\ height$

4-13-4 Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

$$\frac{lw}{2} = \frac{32}{2} = 16m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{19.6}{2} = 9.8m.....control$$

$$d = 0.8 \times hw = 0.8 \times 9.8 = 7.8m$$

$$V_u = 3067.32\ KN$$

$$M_u = 20057.9\ KN.m$$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 7.8 = 1592.2\ KN \quad \ldots \quad control$$

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

$$Assume\ N_u = 0.0$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.25 \times 7.8}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 2388.2\ KN$$

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

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

$$\therefore V_{c3} = Will\ not - apply$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{¤} - V_c = \frac{3067.32}{0.9} - 1592.2 = 1815..8 \quad Kn$$

$$\frac{A_{Vh}}{S_2} = \frac{1815.8 \times 10^3}{420 \times 7800} = 0.55mm$$

$$\frac{A_{Vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 250 = 0.625\ mm$$

$$S_2 \le \frac{h_w}{5} = \frac{16.9}{5} = 3380\ mm$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 250 = 7500\ mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.000625} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.000625} = 0.253m$$

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

4-13-5 Design of Vertical reinforcement:

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

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{19.6}{32} \right)\left(\frac{2 \times 79}{25 \times 250} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

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

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.25} = 0.253\ m = 25\ mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 \le \frac{h}{3} = \frac{19.6}{3} = 6533\ mm$$

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

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

4-13-6 Shear Wall Detail:

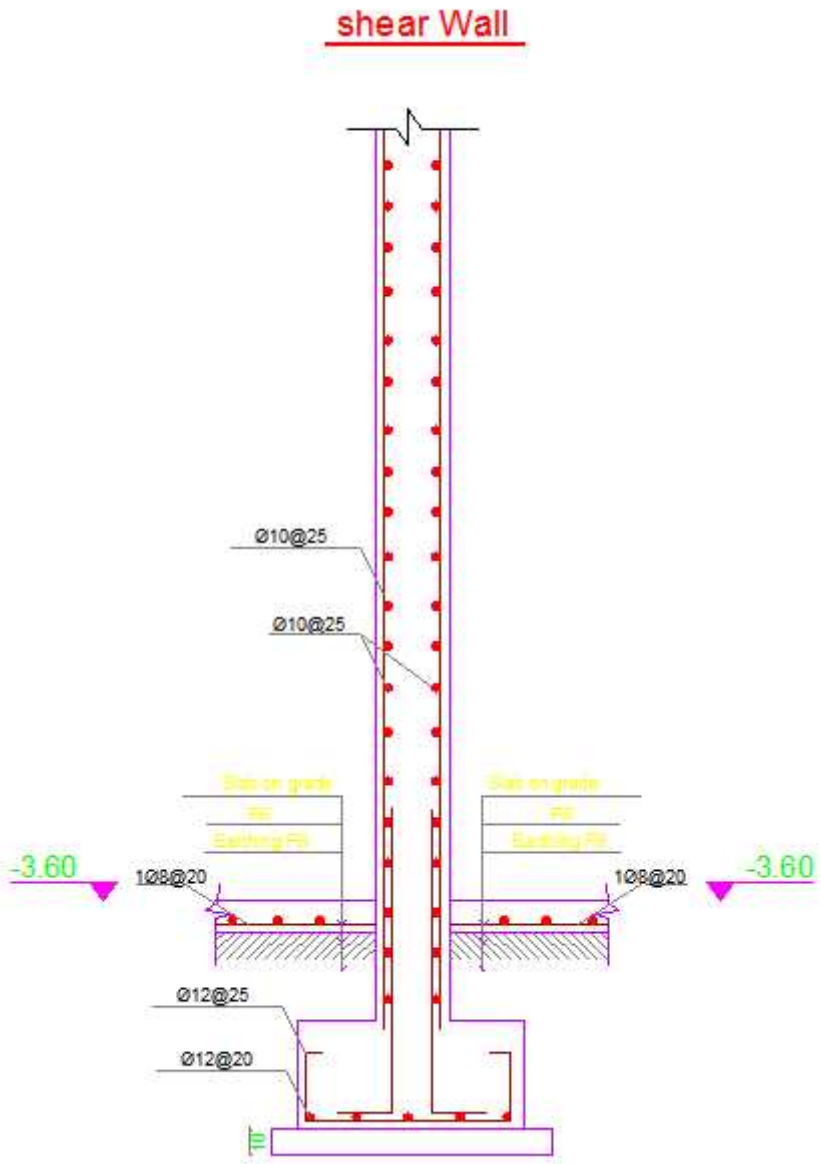


Fig. (4-33) Shear Wall Detail

Design of the well:

Select the thicknees of the wall =25cm

Design of the shear:

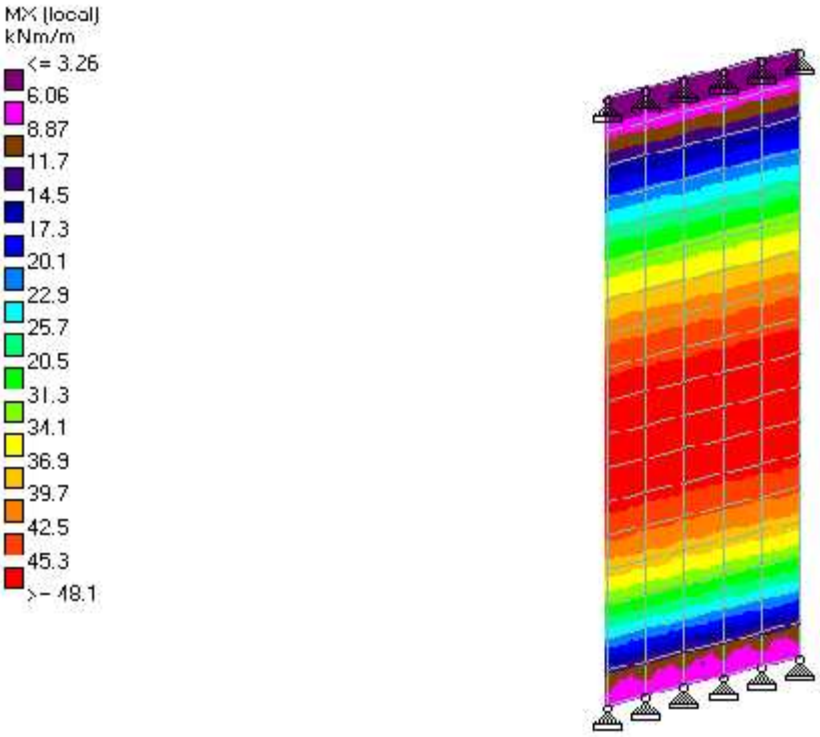
$Vu = 80KN$

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

$$\Phi Vc = 0.75\times\frac{1}{6}\sqrt{24}\times 1\times 0.220\times 1000 = 135\,kn$$

$$\Phi Vc > Vu \longrightarrow Ok$$

Design of the bending moment:



$$Mu_{\max} = 48.1 kn.m$$

$$Mn = \frac{48.1}{0.9} = 53.4\, kn.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{53.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.220^2} = 1.1 Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.1}{420}}\right) = 0.0027$$

$$As_{\mathrm{Re}q.} = \circ \times b \times d = 0.0027 \times 1000 \times 220 = 595 mm^2$$

$$As_{\min}(Veirtical) = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 1000 \times 250 = 300 mm^2$$

$$As_{\min} \le As_{req}$$

$$As_{req} \longrightarrow Control$$

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

$$As_{\min}(Horizantal) = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 1000 \times 250 = 500 mm^2$$

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

Design of the secondry reinforcemnt:

4-9 Design Mat footing under Elevator :

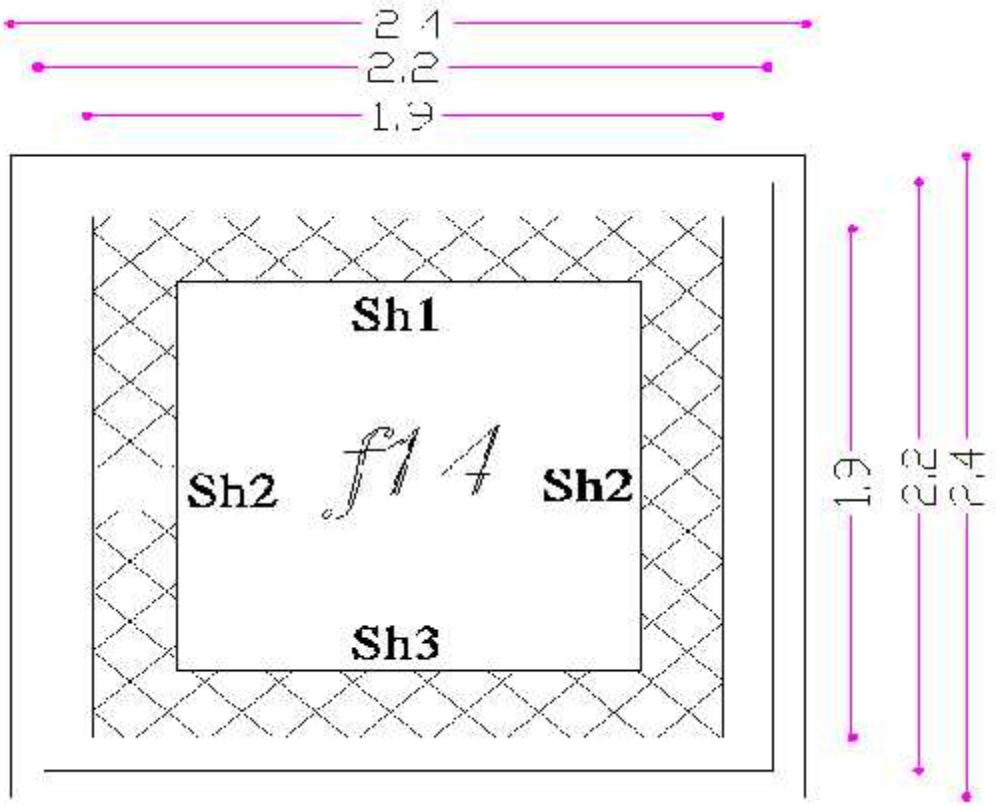


Figure (4-18) Top view of Mat Foundation(Under Elevator)

4-9-1 Load calculations :

Sh1

$\mathbf{D_{wal}}$=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

Dead load from ribbed slab =70 KN/m

Live load from ribbed slab =40 KN/m

Dead load from solid slab =16 KN/m

Live load from solid slab =4.5 KN/m

qu =1.2*(125+70+16) + (1.6 *40+4.5) =324 KN/m

Pu =324 *1.4 =454 KN

Sh2

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

Dead load from solid slab =16 KN/m

Live load from solid slab =4.5 KN/m

qu =1.2*(125+16) + (1.6 *4.5) =176 KN/m

Pu =176 *1.9 =335*2=670 KN

Sh3

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

Dead load from solid slab =16 KN/m

Live load from solid slab =4.5 KN/m

qu =1.2*(125+16) + (1.6 *4.5) =176 KN/m

Pu =176 *1.4 =246 KN

Total Pu =454 +670 +246= 1370 KN

Determination of the area of footing :

A_{req}= Pu / 1.4*¢*all* = 1370/ 1.4*500 = 2 m^2.

Select $A_{provided}$ = 2.2*2.2= 4.84 m^2 > 2m^2……. See figure (4-18)

4.16.4 Design of shear

$$d = 40 - 7.5 - 1 - 1 = 30.5cm$$

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

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 305 = 411\ KN$$

$$Vu_{\max} = 303\ KN / m$$

$$\text{¤}.Vc = 411\ KN > Vu = 303\ KN \ldots\ldots\ldots .OK$$

4.16.5 Design of bending moment

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

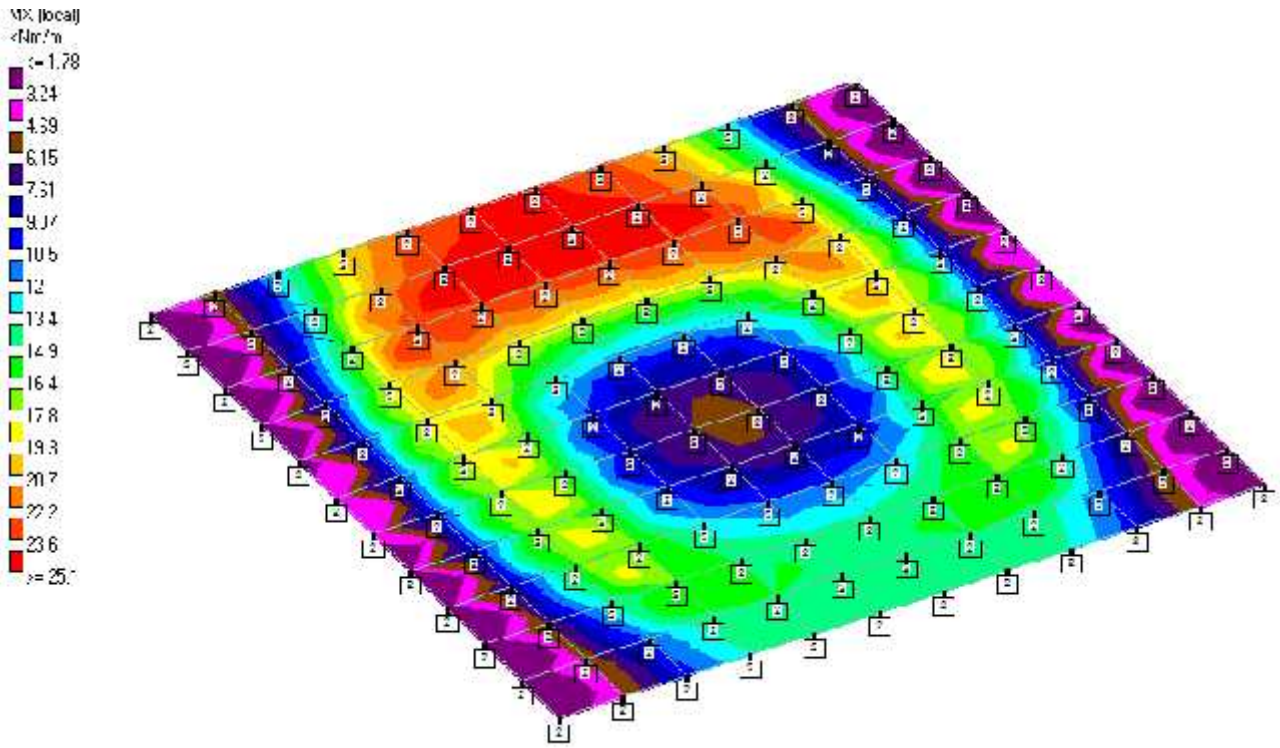


Fig).4.17 (Moment in X-direction

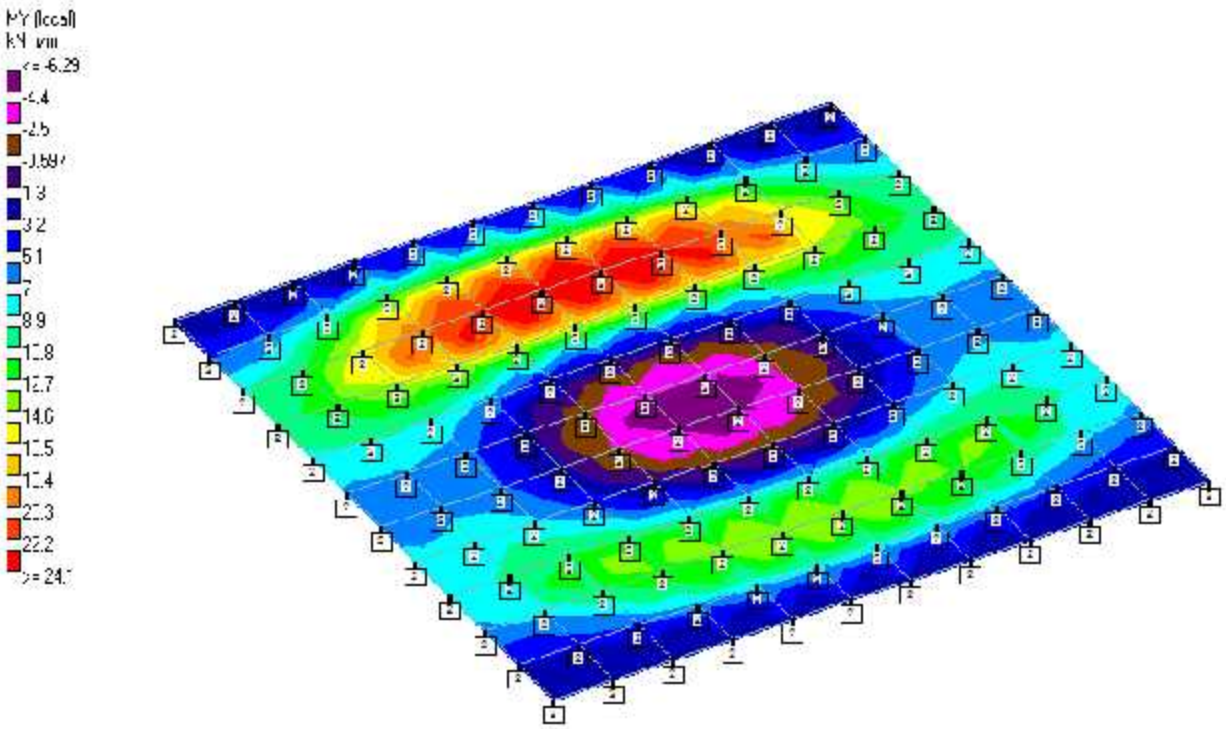


Fig).4.18 (Moment in Y-direction

4.16.5.1 Design In X-directions:

h =40 cm

d =40 – 7.5 – 1 -1 =30.5cm.

Fy =420 Mpa.

fc' =24 Mpa

Design of positive moment

$+ve \quad Mu_{x} = 25.1 KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{25.1}{0.9} = 28\,KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^{2}} = \frac{28 * 10^{6}}{1000 * 305^{2}} = 0.3 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 20.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.3}{420}}\right) = 0.00072$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.00072 * 1000 * 305 = 220 \quad mm^{2}$$

$$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \ e \quad = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \quad mm^{2}$$

$As = 720\,mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select\ ¤14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\,mm^{2} > As_{req} = 720\,mm^{2}$$

Design of negative moment

$$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \ e \quad = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720\,mm^{2}$$

$As = 720\,mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select\ ¤14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\,mm^{2} > As_{req} = 720\,mm^{2}$$

4.16.5.2 Design In Y-directions:

Design of positive moment

$+ve \quad Mu = 24.1 KN.m$

$$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \ e \quad = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \quad mm^{2}$$

$As = 720\,mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select\ ¤14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\,mm^{2} > As_{req} = 720\,mm^{2}$$

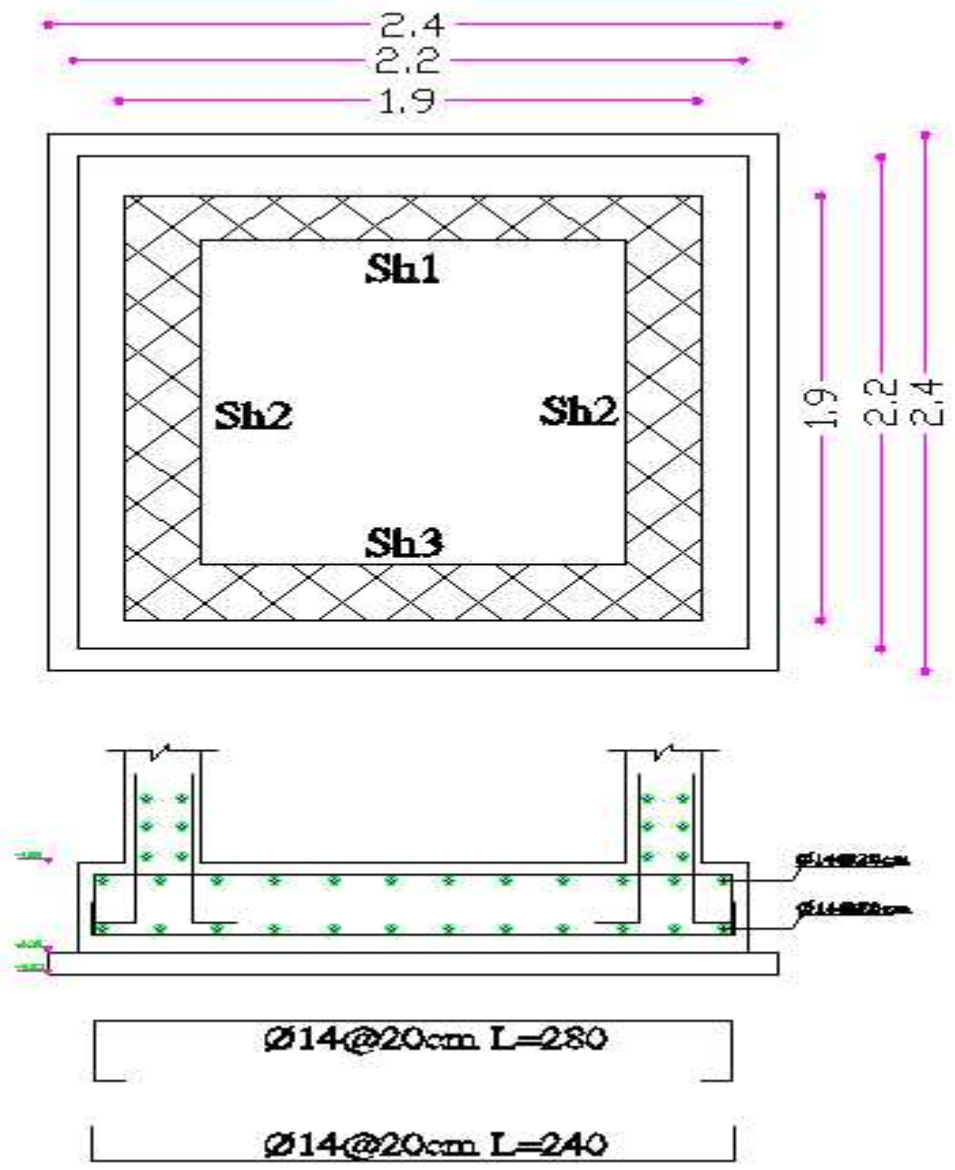
Design of negative moment

$-ve \quad Mu = -6.29\ KN.m$

$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \quad e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \quad mm^2$

$As = 720\ mm^2 \ldots\ldots\ldots Control$

$Select\ \text{¤}14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{\text{®} * 1.4^2}{4} \right) = 770\ mm^2 > As_{req} = 720\ mm^2$



4-3 Design of Tow way solid slab:

4.8.1 Determination of Thickness:

$Ly = 5.5m$

$Lx = 3.9m$

$\frac{Ly}{Ly} = \frac{5.5}{3.9} = 1.4 < 2.0$

$\therefore \ Tow \ way$

minimum thickness of the tow way solid slab is to be determined by the following equation:

$$h_{\min} = \frac{per}{180}$$

$Not \ less \ than \ 5in$

$$h = \frac{18.9}{180} = 0.105m$$

$Select \ h = 15cm$

$15cm > 5in = 12.55cm.....ok$

4-3-1 Dead Load Calculation :-

slab = 0.15*1*1*25 = 3.7 kN/ m^2

DL = 3.7 KN/m^2

SL = 1 KN/ m^2

q_u =1.2 D + 1.6 L = 6 KN/m^2

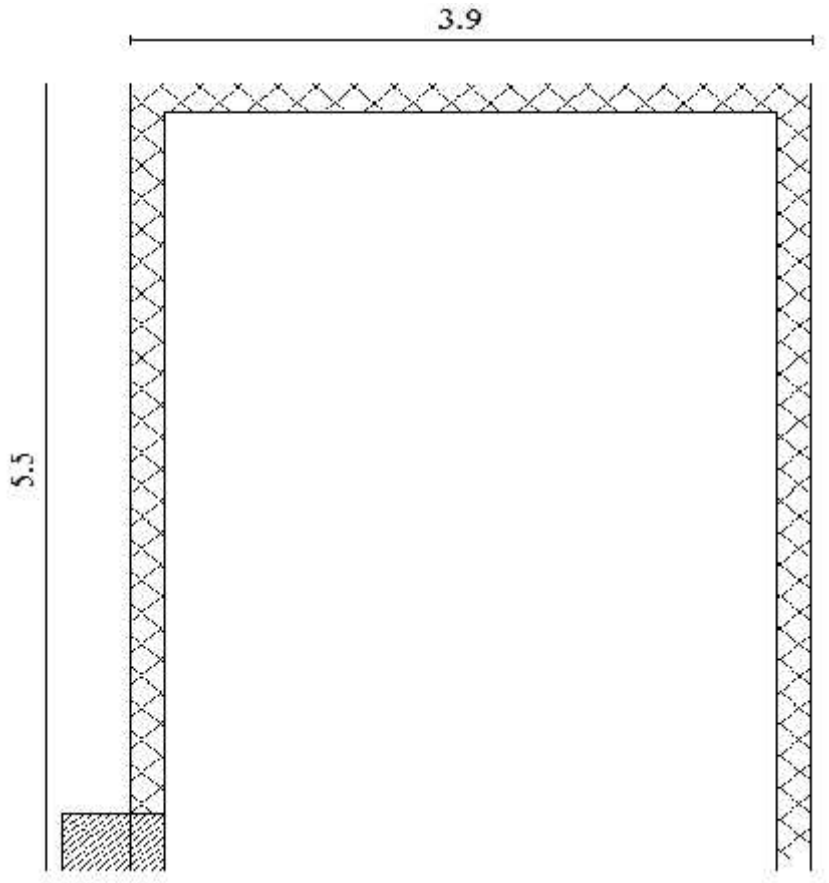


Figure (4-7) Location of Tow way solid.

La/ Lb= 3.9/5.5 = 0.7

From Table (12-6) :

Case (1)

Wa = 0.81

Wb =0.19

ΦVc ≥Vu

Vu= Wb* total load *(0.55/La)

Vu= (0.19)* 6*3.9*5.5*(1/3.9)

Vu =6.27 KN

¤$Vc = 0.75(\sqrt{fc'})(b)(d)/6 = 0.75(\sqrt{24})(1)(0.116)*1000/6 = 71KN$

No shear reinforcement is required

4-3-2 Designs of moment

4-3-2-1 Design of positive moment:

From table (12-4)

Cadl=0.068

Cbdl=0.016

Madl = Cadl * W * $(La)^2$

Mbdl = Cbdl * w * $(Lb)^2$

From table (12-5)

Call = 0.068

Cbll = 0.016

Mall = Call * W * $(La)^2$

Mbll = Cbll * w * $(Lb)^2$

Ma (pos) ={ (0.068*4.44*$(3.9)^2$) +(0.068*1.6* $(3.9)^2$)}

Ma (pos) = 6.3 KN.m / rib

Mb (pos) ={ (0.016*4.44*$(5.5)^2$) +(0.016*1.6* $(5.5)^2$)}

Mb (pos) = 3 KN.m / rib

d= h-Cover-stirrups-d/2 = 150-20-8-6 = 116 mm

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6.3 * (10)^{-3}}{(.9)(1)(0.116)^2} = 0.52\ MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.52}{420}}\right) = 0.00125$$

$A_s = 0.00125*(1000)*(116) = 146\ mm^2 \leq A_{s\,min} = 270\ mm^2$

$A_{s\,min} = 0.0018 *1000*150 = 270\ mm^2$

Select $A_s = 270\ mm^2$

Use Φ 12@35 cm , in Both direction (X & Y).

4-3-2-3 Designs of Negative moment :

$A_{s\,min} = 0.0018 *1000*150 = 270\ mm^2$

Select $A_s = 270\ mm^2$

Use Φ 12@35 cm , in Both direction (X & Y).

(4.10) Design of Basement wall:

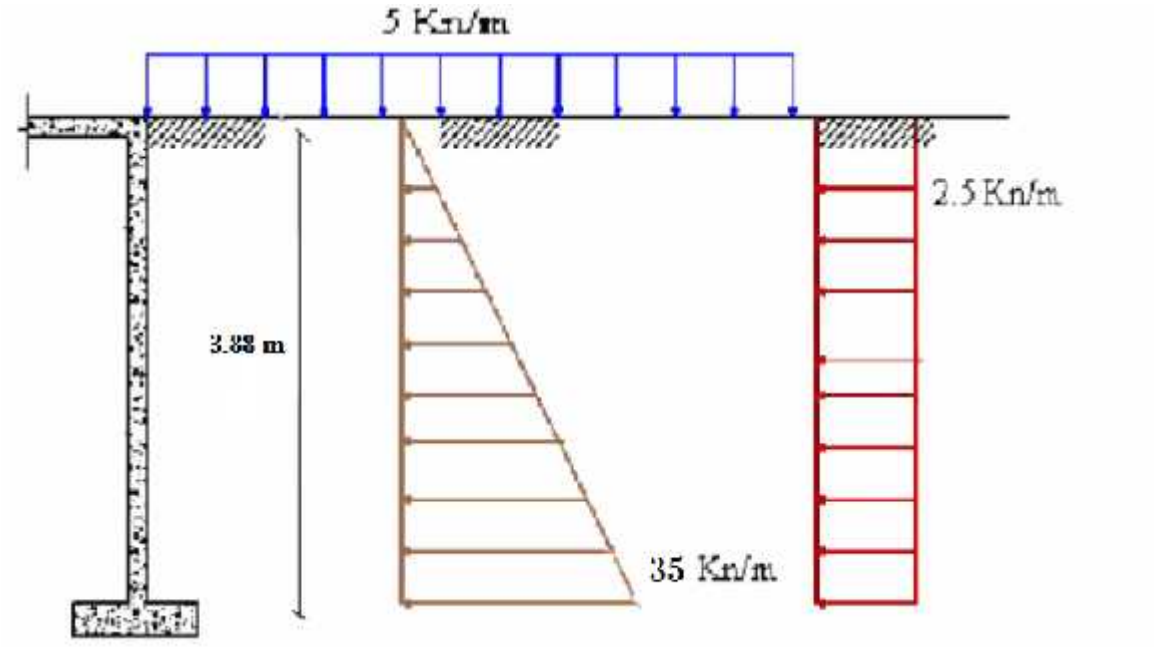


Fig. (4.21) Basement wall - Diagram

(4.10.1) Load Calculation :

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.88 \times 0.5 = 35$ Kn/m2

$q_2 = P \times K_0$

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

Mu =60 kN.m

Mn =60/0.9 =67kN.m

(4.10.3) Wall Design :

Mu =60 kN.m

Mn =60/0.9 =67kN.m

$$d = 300 - 30 - 12 = 258\,mm$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{67 \times 10^6}{1000 \times 258^2} = 1Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1}{420}}) = 0.00244$$

$$As_{req} = 0.0024 \times 1000 \times 258 = 630mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} \times b \times d = \frac{0.25\sqrt{24} \times 1000 \times 258}{420} = 752mm^2 / m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 \times bw \times d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 258}{420} = 860mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 860mm^2 / m < As_{req} = 630mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{860}{154} = 6$$

Select Φ14@20cm c/c

As_{min} = 0.0012×b ×h

= 0.0012 ×1000× 300

= 360 mm^2/ m

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

(4.10.4) Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

$As_{horezantal} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 mm^2 / m$

$\#\, of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{600}{113} = 5.3$

Select Φ12@20cm c/c

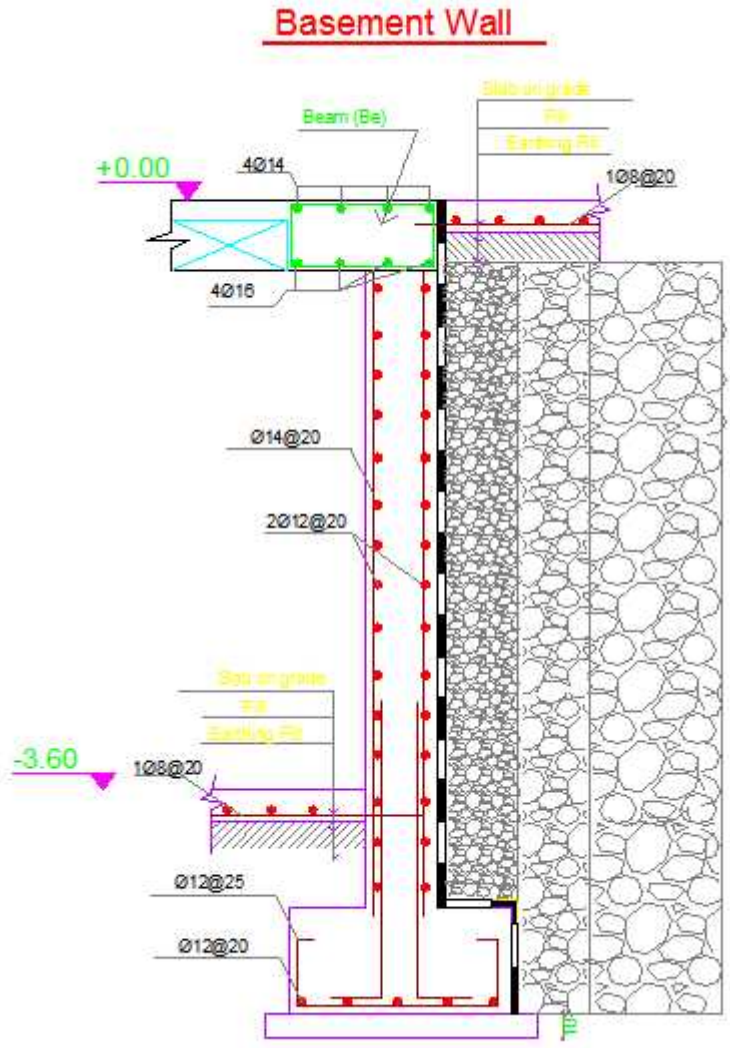
(4.10.5) Check for Shear :

$¤ \times Vc \geq Vn$

$¤ \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 258$

$¤.Vc = 158 >> Vu = 56.3\ kN$

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



ig. (4.22) Basement wall - Detail

(4.8) Design of amphitheater:

(4.8.1) Determination of Slab thickness:

$$h_{\min} = \frac{span}{20}$$

$$h_{\min} = \frac{4.65}{20} = 0.23\ m$$

$$Use \quad h_{\min} = 25\ cm$$

(4.8.2) Load calculation:

Dead Load:

chair = 0.1 KN/m

$$\text{Tiles} = \frac{(0.3+0.8)\times 0.03\times 22}{0.8} = 0.91 KN/m$$

$$\text{Morter} = \frac{(0.30+0.8)\times 0.02\times 22}{0.8} = 0.6\ KN/m$$

$$\text{Stair} = \frac{0.5\times 0.3\times 0.8\times 24}{0.8} = 3.6\ KN/m$$

$$\text{Concret} = \frac{0.25\times 25}{\cos 30} = 7.3\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = \frac{0.02\times 22\times 1}{\cos 30} = 0.51\ KN/m$$

Total Load:

$D.L_{total} = 13\ KN/M$

$L.L_{total} = 5\ KN/M$

Factored load

$q_u = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2 \times 10.393 + 1.6 \times 5 = 23.6\ KN/m$

For one meter Strip, qu =23.6 KN/m.

From ater pro.We get

Mu =44.5KN/M

Vu =52.5 KN/M

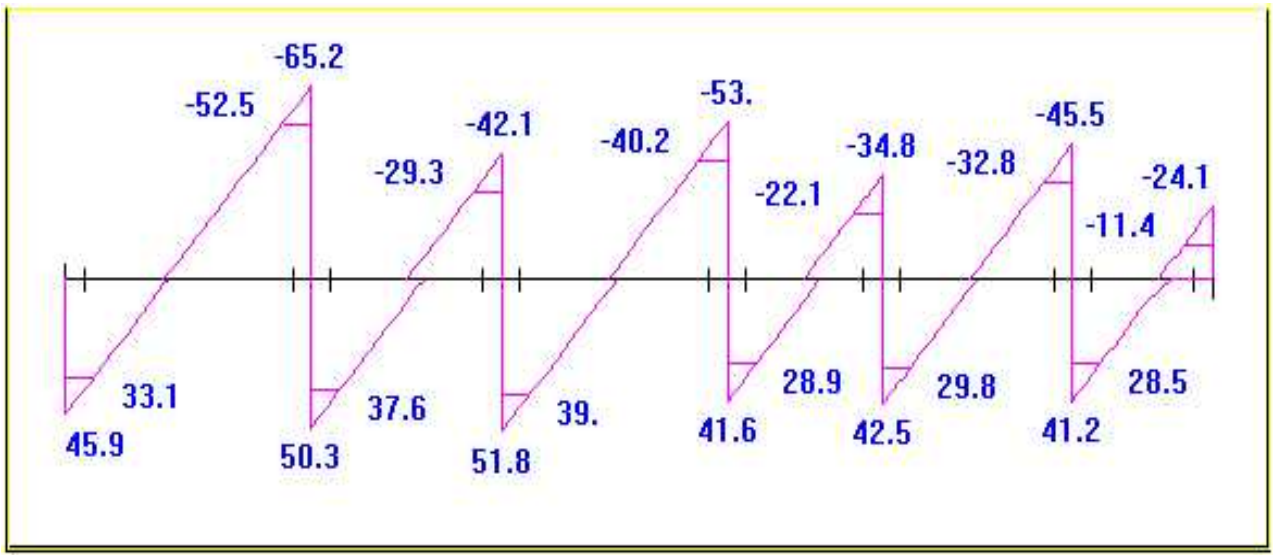
h =25 cm

Assuming Ø 12 for main reinforcement-:

So, d =250-20-6 = 224 mm

Take d= 224 mm

(4.8.3) Design of shear-:



Vu =52.5 KN.

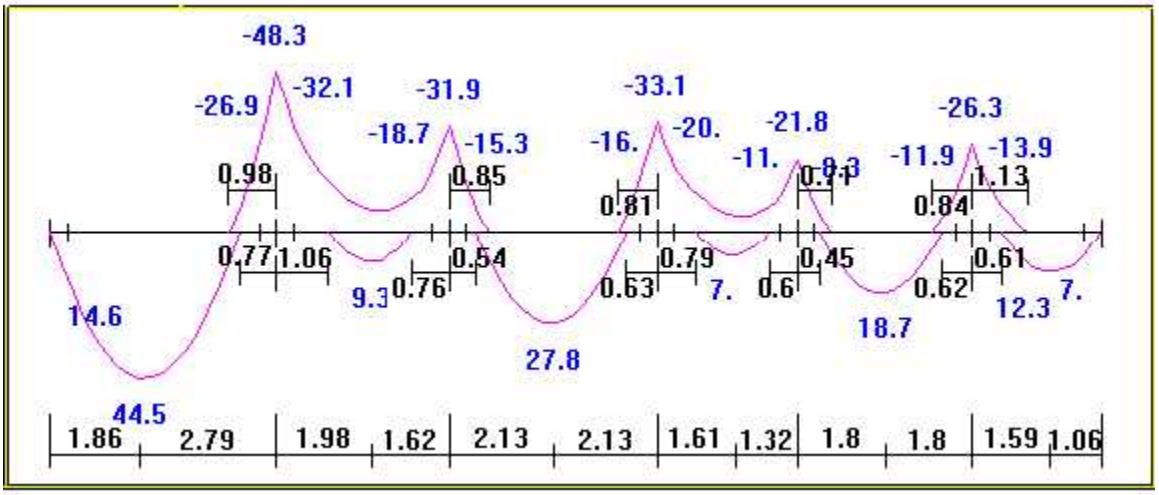
$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.224 \times 10^3}{6} = 137.2KN$$

Vu =52.5 KN< Ø.Vc =137.2 KN.

No shear Reinforcement is required OK

(4.8.4) Design of Bending Moment:



- Mu =44.5KN.m.

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{44.5}{0.9} = 49.4\ KN..m$$

d =22.4cm.

- $K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$

$$K_n = \frac{49.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.224^2} = 0.98MPa \ .$$

- $m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.98}{420}}\right) = 0.0024$$

As req =0.0024×1000×224 =534

- $$As_{\min} \geq \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$

$$\geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(224) \leq \frac{1.4}{420}(1000)(224)$$

$$653.2 \leq 746.6$$

$$so \quad As_{\min} = 746.6\ mm^2$$

$$A_s \text{ min} = 746..6 \geq A_s\ req = 534$$

A_s min $=746.6 mm^2$ …….Control.

$$\#\text{ Of Bars} = \frac{746.6}{154} = 4.84$$

Use ¤14 @ 20 cm…..…..…... With As = 1000 / 200 ×153 = 765mm².

(4.8.5) Check for yielding:

- Tension =Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$765 \times 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.75mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{15.75}{0.85} = 18.53mm$$
$$£_s = \frac{224 - 18.53}{18.53} * 0.003$$
$$£_s = .0332 > 0.005 \longrightarrow ok$$

(4.8.6) Development length of the bars:

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

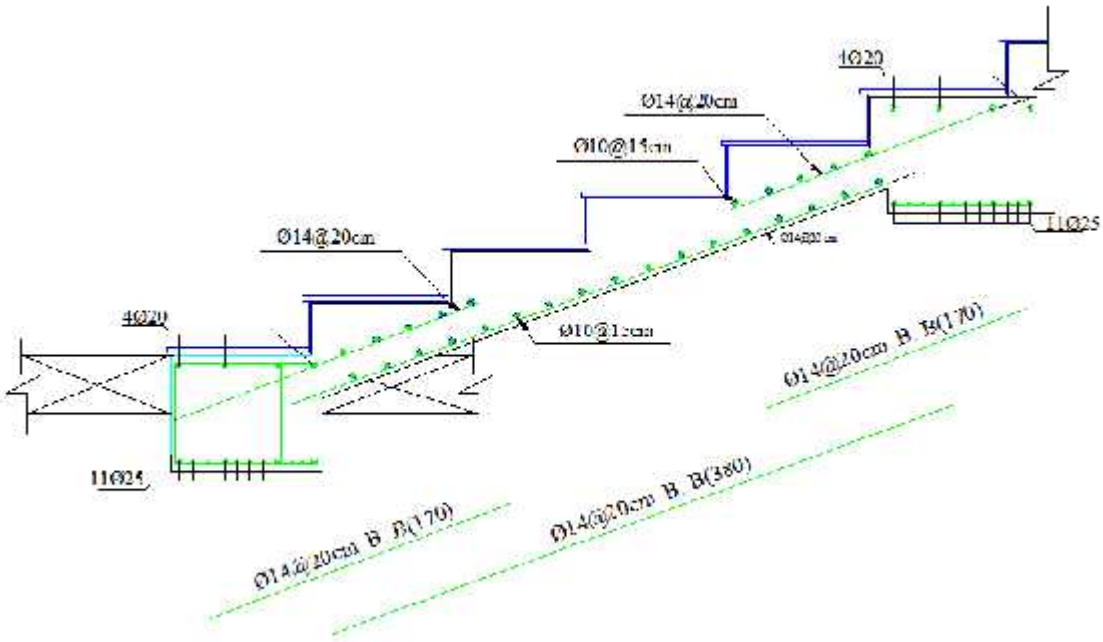
$$L_d = \frac{420}{2 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 52cm$$
$$L_d = 60\ cm$$

(4.8.7) Secondary reinforcement:

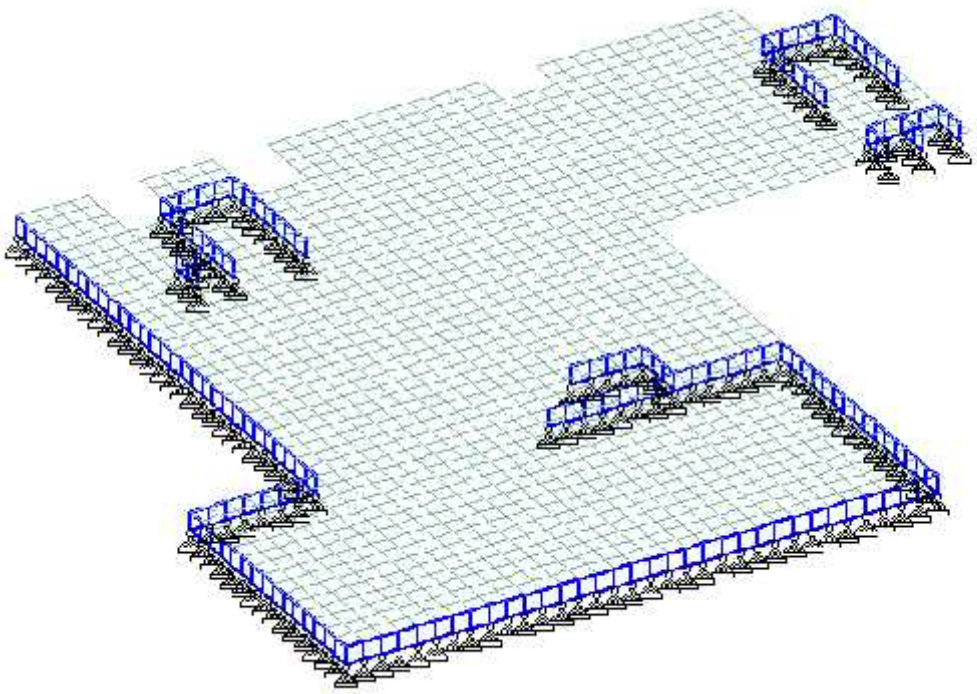
$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 765 = 153mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2$$

Use ¤10 @ 15 cm …..…..…..…..…. With As = (1000 / 150) * 78.5 = 524mm².


1Ø20
Ø14@20cm
Ø10@15cm
Ø14@20cm
11Ø25
4Ø20
Ø10@15cm
11Ø25
Ø14@20cm B B(170)
Ø14@20cm B B(170)
Ø14@20cm B B(380)

Design of Shear wall:



Load Calculation :

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

$$W_{Total} = 83700KN$$

Calculation of shear force on "shear walls" :

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

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \text{.....(Eq.30-4)}$$

The total design base shear need not exceed the following :

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \text{.....(Eq.30-5)}$$

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

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

H Building =19.6m

Z = 3.0

R = 5.5

I = 1.0

Ca = 0.24

Ct = 0.0488

Cv = 0.24

:Where

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

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

I = importance factor given in Table 16-K.

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

Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

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

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

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

$$T = 0.0488 * (19.6)^{3/4} = 0.454$$

$$V_1 = \left(\frac{Cv \times I}{R \times T}\right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.454}\right) \times 83700 = 8044.8kN$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times Ca \times I}{R.}\right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5}\right) \times 83700 = 9130.9kN$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times Ca \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 83700 = 2209.68kN$$

V =8044.8 kN ----Control

Ft = 0.07 x T xV = 0.07 x 0.454 x 8044.8 = 255.7 kN

$$F_{Xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}}\right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{8044.8 - 255.7}{852120}\right) \times W_i \times h_i = 0.0091 \times W_i \times h_i$$

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
3th	10800	8044.8	19.6	255.7	211680	1926.3	2182
2th	10800	8044.8	15.6	255.7	168480	1533.2	3715.2
1th	20700	8044.8	11.6	255.7	240120	2185.1	5900.3
ground	20700	8044.8	7.6	255.7	157320	1431.6	7331.9
basment	20700	8044.8	3.6	255.7	74520	678.12	8044.8
∑	83700				852120		

Table (4.1) Calculation of the total Fx

For shear wall in theater

Wall take percentage force from total horizontal = 26%

$$for\ third\ floor\ F_x = \frac{26}{100} \times 2182 = 567.32\ Kn$$

$$for\ second\ floor\ F_x = \frac{26}{100} * 3715.2 = 965.9\ Kn$$

$$for\ first\ floor\ F_x = \frac{26}{100} \times 5900.3 = 1534.1\ Kn$$

$$for\ ground\ floor\ F_x = \frac{26}{100} \times 7331.9 = 1906.3 Kn$$

$$for\ basement\ floor\ F_x = \frac{26}{100} * 8044.8 = 2091.6\ Kn$$

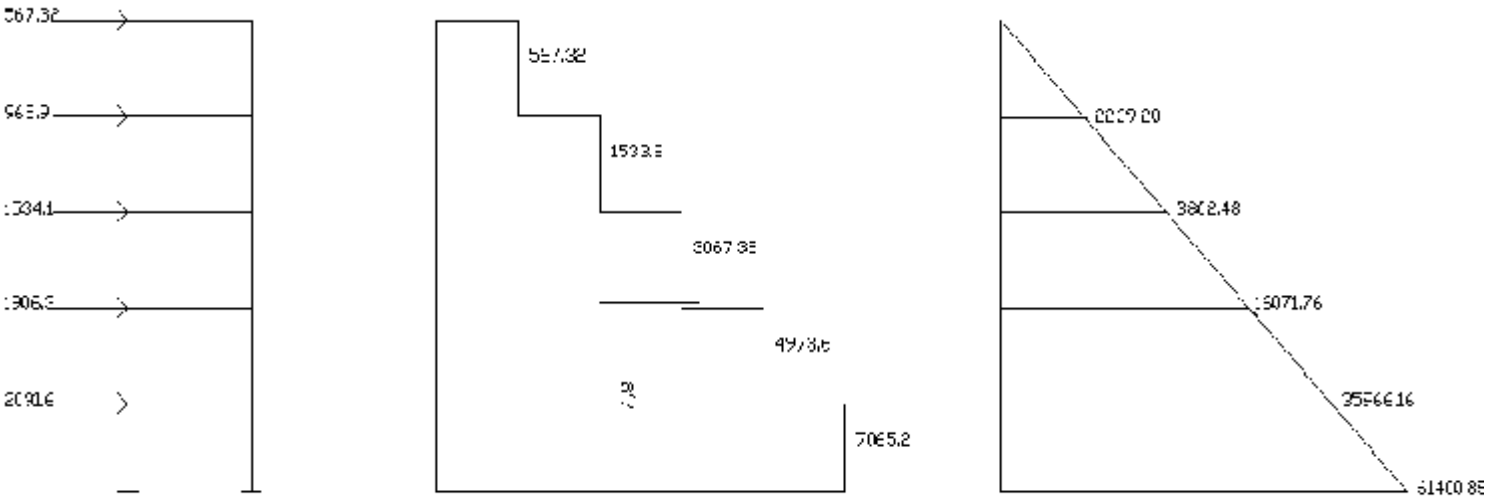


Fig. (4-31) Shear & Moment Diagram for Shear Wall

(4.12.3) Shear Wall Design Parameters:

$fc' = 24\ Mpa$
$fy = 420\ Mpa$
$h = 25cm\ shear\ wall\ thickness$
$lw = 32m\ shear\ wall\ width$
$hw = 19.6m\ building\ height$

(4.12.4) Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

$$\frac{lw}{2}=\frac{32}{2}=16m$$
$$\frac{hw}{2}=\frac{19.6}{2}=9.8m.....control$$

$$d=0.8\times hw=0.8\times 9.8=7.8m$$
$$V_u=3067.32\ KN$$
$$M_u=20057.9\ KN.m$$

$$V_{C1}=\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times b\times d$$
$$V_{c1}=\frac{\sqrt{24}}{6}\times 0.25\times 7.8=1592.2\ KN \quad \ldots \quad control$$
$$V_{c2}=\frac{\sqrt{fc'}\times b\times d}{4}+\frac{N_u\times d}{4\times L_w}$$
$$Assume\ N_u=0.0$$
$$V_{c2}=\frac{\sqrt{24}\times 0.25\times 7.8}{4}+\frac{N_u\times d}{4\times L_w}=2388.2\ KN$$
$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{fc'}}{2}+\frac{l_w\left(\sqrt{fc'}+\frac{2\times N_u}{l_w\times h}\right)}{\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{h\times d}{10}$$
$$\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle=-ve$$
$$\therefore V_{c3}=Will\ not-apply$$

$$\frac{A_{vh}}{s_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{¤} - V_c = \frac{3067.32}{0.9} - 1592.2 = 1815..8 \quad Kn$$

$$\frac{A_{vh}}{s_2} = \frac{1815.8 \times 10^3}{420 \times 7800} = 0.55mm$$

$$\frac{A_{vhm}}{s_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 250 = 0.625\ mm$$

$$S_2 \le \frac{h_w}{5} = \frac{16.9}{5} = 3380\ mm$$

$$S_2 \le 3 \times h = 3 \times 250 = 7500\ mm$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.000625} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.000625} = 0.253m$$

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

(4.12.5) Design of Vertical reinforcement:

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

$$A_{Vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{19.6}{32}\right)\left(\frac{2 \times 79}{25 \times 250} - 0.0025\right)\right] \times S_1 \times h$$

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

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.25} = 0.253\ m = 25\ mm \quad \ldots \quad control$$

$$S_1 \le \frac{h}{3} = \frac{19.6}{3} = 6533\ mm$$

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

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

(4.12.6) Shear Wall Detail:

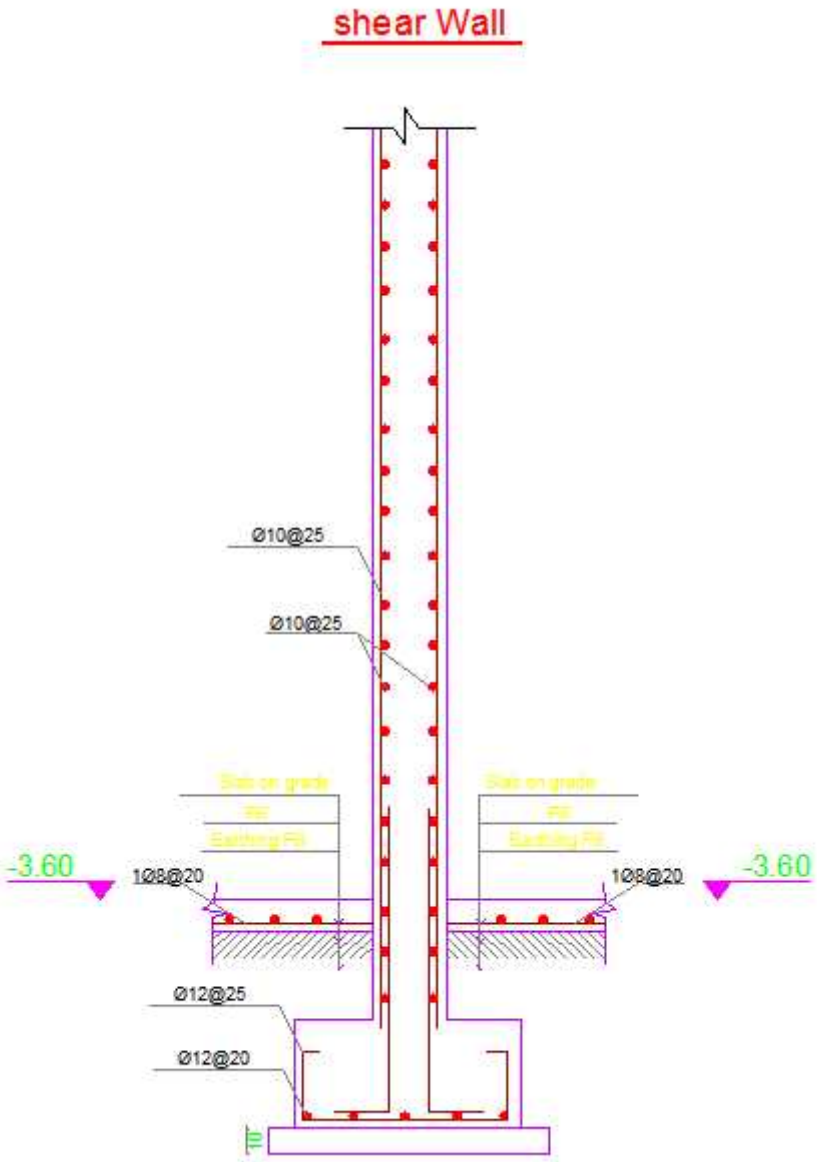


Fig. (4-32) Shear Wall Detail

الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) مقدمـــــة

(٢-٢) لمحة عامة عن المشروع

(٢-٣) موقع المشروع

(٢-٤) حركة الشمس والرياح

(٢-٥) العناصر المعمارية

(٢-٥-١)الواجهات

(٢-٥-٢) الطوابق

الوصف المعماري

٢-١ مقدمة:

تعتبر العمارة بيت العلوم والفنون على مر العصور، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلا ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها. وقد يبدو المبنى بسيطا من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتمادا كليا على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحيانا تحرّف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لاتوحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

٢-٢ لمحة عامة من المشروع:

لا يخفى على أحد أن مدينة الخليل تفتقد إلى الكثير من الخدمات، بل إن بعضها تكاد تكون معدومة ومن جملة هذه الخدمات المؤسسات التعليمية . ولو تتبعنا الواقع الثقافي والتعليمي في بلادنا لوجدنا أن الثقافة مهمشة ولا تجد من يقوم على رعاية الإرث الثقافي والتعليمي الذي وصلت إليه هذه الأمة يوما من الأيام، حيث تهتم جميع المجتمعات التي تمتلك رصيد ثقافي وفني

بهذه المنشآت وتولي لها اهتماما بالغا، فثقافة كل أمة عبارة عن مجموعة من العلوم والمعـــارف المتنوعة المتراكمة التي أنتجتها على مر العصور و نقلتها من جيل إلى جيل لتحفظها من الضياع و الاندثار، لذلك تعد المؤسسات التعليمية وسيلة فاعلة للحفاظ على التراث الثقافي والتعليمي للأمم والشعوب. هذه الأهداف وغيرها حرمت منها مدينة الخليل لعدم وجود مؤسسة تعليمية مثل كليات الطب التي سوف نقوم بتصميمها.

وتتلخص فكرة المشروع في إنشاء كلية طب تحقق الأهداف التي ذكرت آنفا ويلبي جميع الخدمات التي توفرها الكليات الحديثة؛ فهو يشتمل على قاعات للمحاضرات و الاجتماعات، صالة استقبال، مكاتب ومختبرات وغيرها من الخدمات. إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي يشملها، والمشروع من إعداد عمر النتشة وأنس القواسمة ومحمد قطوش ، وإشراف الدكتور غسان دويك .

٢-٣ موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

قطعة الأرض غير منتظمة الشكل، تقع في منطقة " واد القطع-نمرة " ، الواقعة إلى الشمال الشرقي من مدينة الخليل؛ هنا سوف تجثم الكلية المراد إنشاؤها، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، والذي سوف يأخذ شكلا يميل إلى الاستطالة متماشيا مع شكل الأرض، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والرأسي لأجزاء المبنى من قاعات ومكاتب ومختبرات وأي خدمات أخرى.

الشكل (٢-١) يوضح قطعة الأرض التي تم اختيارها.

الشكل (٢-١) مخطط الموقع

٢-٣-١ أهمية الموقع:

تقع قطعة الأرض على جانب شارع المدينة المنورة (نمرة) الذي يصلها بشارع عين سارة، كما يحيط بموقع المشروع أبنية سكنية ، وتتراوح هذه الأبنية في الارتفاع، وتكون في الغالب طابقين أو ثلاثة ، والمسافات بين الأبنية تزيد عن ستة أمتار وقد تم مراعاة التالي في اختيار الموقع:

- ملائمة الموقع المختار مع خطط الجامعة التطويرية.
- تمت مراعاة إن تكون كلية الطب في مكان وسطي في قطعة الأرض، وفي منطقة محرومة أصلا من مثل هذه المؤسسات التعليمية التي يمكن أن تخدم الجامعة والمنطقة في آن واحد.
- القدرة على توفير المساحات المطلوبة للفعاليات المقترحة في المبنى.
- تواجد الموقع ضمن مناطق التنظيم ،حيث تتوفر الخدمات العامة مثل الكهرباء و الماء والهاتف.
- توفر الساحات التي تفي بالغرض من أجل الترفيه.
- توفر مواصلات نشطة مقارنة بمناطق أخرى في نفس المدينة.

٢-٤ حركة الشمس والرياح:

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

الشكل (٢-٢) يوضح تأثير هذه العوامل:

الشكل(٢-٢) توجيه المبنى

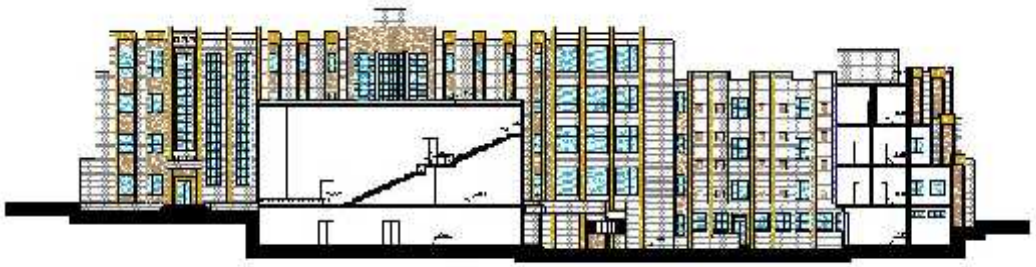
٢-٤-١ وصف الحركة:

تأخذ الحركة أشكالا عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أم الحركة داخل الكلية نفسها؛ فالحركة من خارج الكلية إلى داخلها تتم بشكل غير سلس نظرا لوجود فرق في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من ثلاث أماكن وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى . أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية

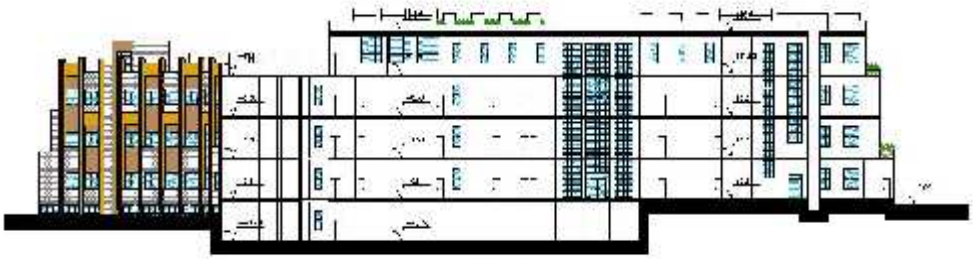
داخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة. ومن الملاحظ أن الحركة الأفقية تتم في طابق التسوية بشكل خطي من خلال ممرات بين الفراغات وذلك في الجزء الشرقي للمبنى مع وضوح الحركة فيما يتعلق بالمختبرات .

أما الحركة في الطابق الأرضي فتأخذ شكل خطي في الجزء الشرقي والشمالي وهذا يتناسب مع وظيفة هذا الجزء كونه معد للخدمات والمكاتب وقاعات التدريس. وكذلك الامر بالنسبة لصالة الاستقبال والمسرح . وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق تتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

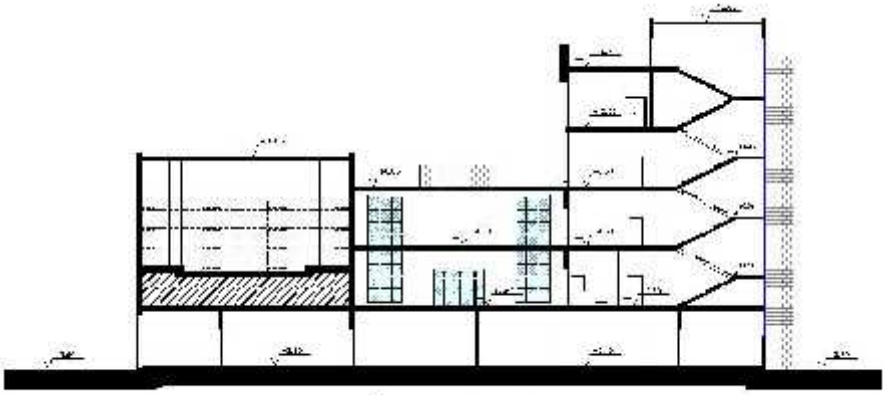
وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها . وهذا ما يوضحه الشكل(٢-٣)



Section C-C



Section A -A



Section B-B

Section D-D

الشكل(٢-٣) قطاعات الدرج في عدة أماكن في المبنى

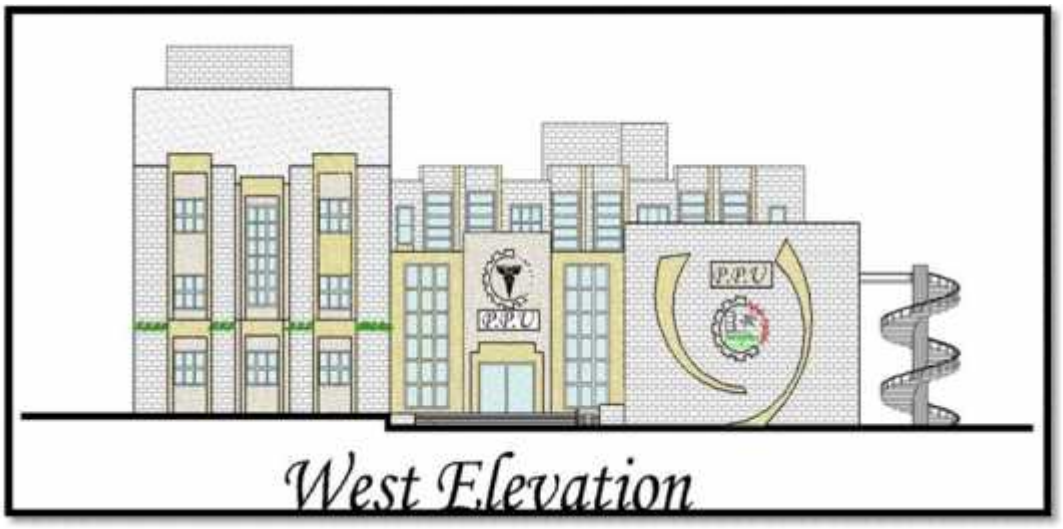
٢-٥ العناصر المعمارية:

تجثم مدينة الخليل في بطن وادي الخليل، حيث تحصنت خلف تلال الوادي مما أكسبها مقومات دفاعية خاصة جعلتها تتحكم بالبوابة الطبيعية المؤدية إلى سقف مرتفعات القدس وما يليها شمالا و صحراء النقب جنوبا، هذا الموقع المتميز يضفي على الطرز المعمارية السائدة فيها جمالا ورونقا خاصا، وبدأت المدينة شيئا فشيئا باكتساب حلة معمارية جديدة ظهرت من خلال الأبنية التي نلحظها عبر أطراف المدينة المترامية والتي تظهر تغيرا ملحوظا في الطرز المعمارية التي سيطرت على المدينة في أوج ثورتها المعمارية.

١.٥.٢ وصف الواجهات:

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها.

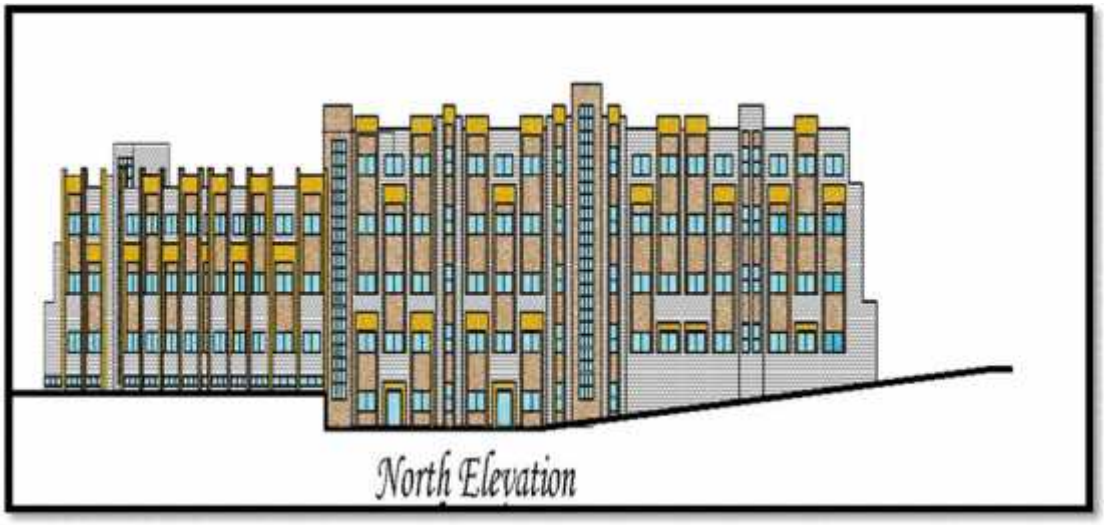
١.١.٥.٢ الواجهة الغربية:



الشكل(٢-٤)الواجهة الغربية

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى. وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الملل من جهة أخرى. ولا يخفى على الناظر هذا التنوع في المناسيب الذي يخفي وراءه اختلاف الوظيفة. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة.

٣.١.٥.٢ الواجهة الشمالية:



الشكل(٢- ٥)الواجهة الشمالية

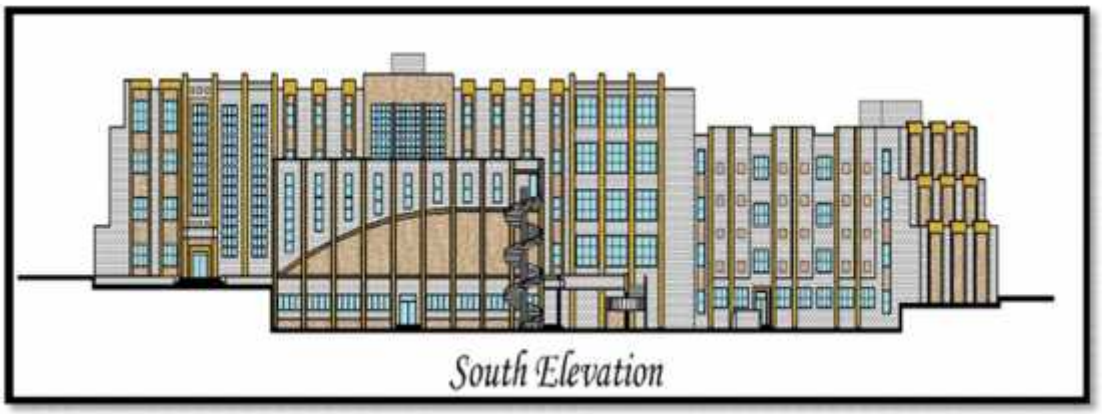
يلحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها. كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الرتابة من جهة أخرى. كما تم استخدام البروزات التي تظهر المبنى بامتداد رأسي للتغلب على الامتداد الأفقي المنسجم مع طبيعة الأرض.

٣.١.٥.٢ الواجهة الشرقية:

الشكل(٢-٦)الواجهة الشرقية

تناظر هذه الواجهة ما أشرنا إليه في الواجهة الغربية من تنوع في المناسيب وأنظمة الفتحات المستخدمة. وما يميز هذه الواجهة هو محولة التغلب على امتدادها الجانبي من خلال الأعمدة البارزة الممتدة رأسيا. وتضم عبر جانبيها الحديقة والساحة الرياضية. وتطل هذه الواجهة على حديقة وهذا بدوره يعطيها إطلالة مميزة.

٤.١.٥.٢ الواجهة الجنوبية:



الشكل (٢-٧)الواجهة الجنوبية

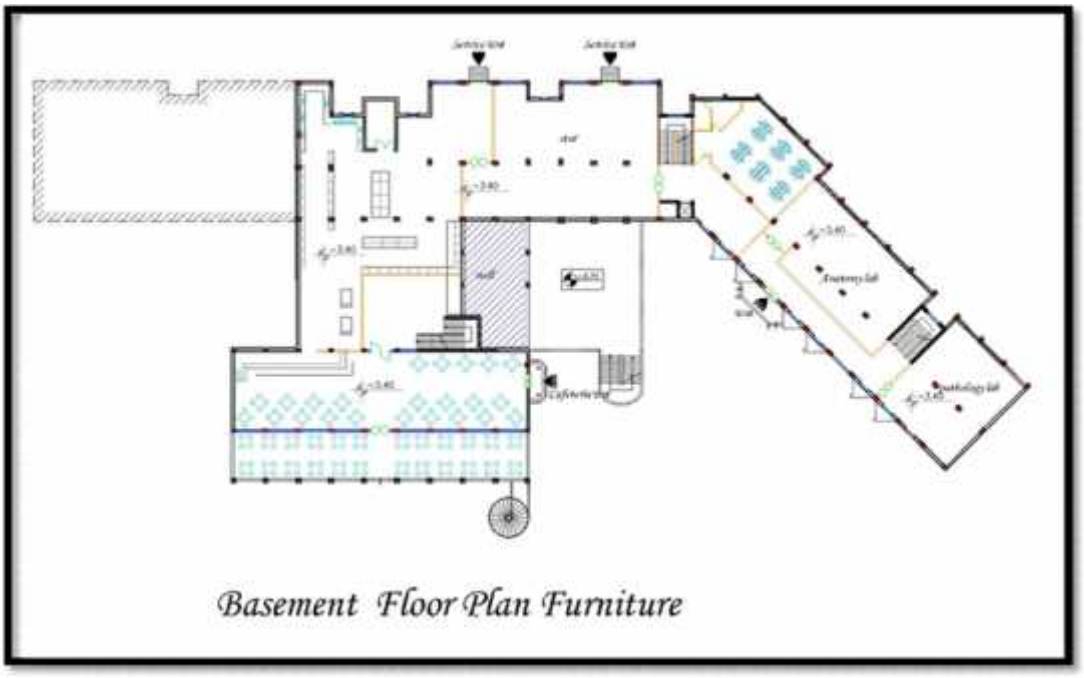
تبدو هذه الواجهة وكأنها تتحرك لأعلى من خلال الأعمدة البارزة المستخدمة. وتتميز هذه الواجهة بوحدة المناسيب. كما تظهر القوة في التنويع مابين المواد المستخدمة؛ فضلا على التنويع في نظام الفتحات في محاولة للتغلب على الرتابة وقطع الملل. وتطل هذه الواجهة على الحديقة الرئيسية للمبنى وهي بذلك تحوز على أهمية وإطلالة مميزة.

٢.٥.٢ وصف الطوابق:

- المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتمادا كليا على الشكل المستطيل نظرا لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الطابقية لهذا المبنى ٩٧٧٠ م^{٢} موزعة على خمس طوابق كالآتي:

1.٢.٥.٢ طابق التسوية:

- يحتوي هذا الطابق على مدخل رئيسي يؤدي إلى الكافتيريا .



الشكل(٢- ٨)مسقط طابق التسوية

- الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشـــتمل علـــى ممرات سهلة الحركة وليست طويلة. وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق(١٩٣٢) م^{٢} وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

- كافتيريا:

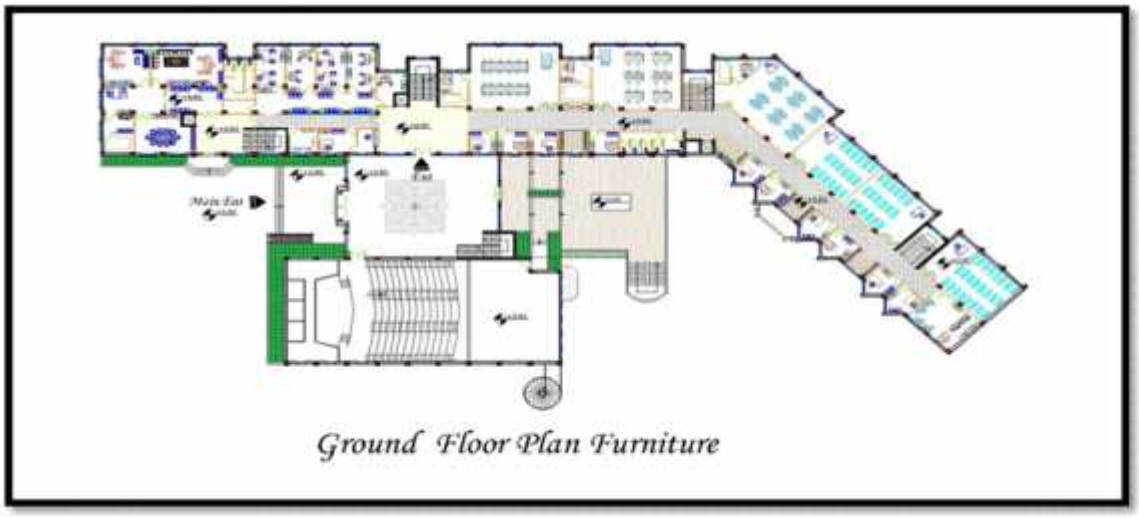
تحتوي الكافتيريا على مطبخ وعلى مخزن حيث يوجد مدخل خارجي للمخـــزن فـــي الجهـــة الشمالية ، ومدخل آخر للمطبخ أيضا من الجهة الشمالية، كما أنها متصلة بتـــراس خـــارجي بالاتجاه الجنوبي .

- مختبرات:

يوجد في هذا الطابق بعض المختبرات منها Pathology Lab و Anatomy Lab .

٢.٥.٢.٢ الطابق الأرضي:

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي. فـي مكان متوسط من هذا الطابق.



الشكل(٢-٩)مسقط الطابق الأرضي

❖ تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٤٠٦م^{٢} ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

- مدرج :

ويستخدم لإجراء معارض وفعاليات مختلفة، وله مدخلان ، مدخل خارجي من الجهة الشرقية ومدخل داخلي من صالة الاستقبال ، وقد صمم بحيث تكون الحركة فيه بسلاسة وبشكل يتسع لأكبر عدد من الأفراد ، حيث يبلغ عرضه ١٤.٧متر وطوله ٣٢.٧ متر.

- قاعة المحاضرات:

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- مختبرات :

يحتوي المبنى على ثلاث مختبرات كبيرة وموقعها مناسب .

- مكاتب مدرسين:

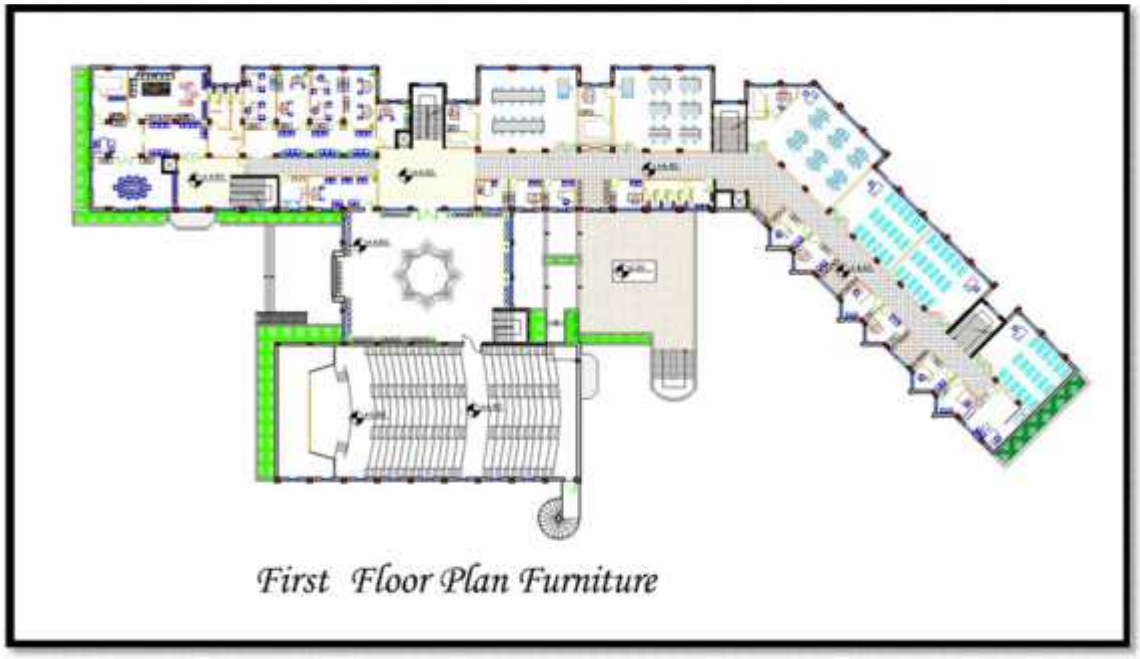
ويتكون من عدد وفير من مكاتب المدرسين تقريبا ٢٠ مكتب موزعة على الطابق الارضي.

- دورات المياه:

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالطالبات وبالمدرسين .

٣. ٢.٥.٢ الطابق الأول:

❖ تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٢٣٥٧ م^{٢} ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:



- الشكل(٢- ١٠)مسقط الطابق الأول

- مدرج :

ويستخدم لإجراء معارض وفعاليات مختلفة،وله مدخل واحد فقط، وقد صمم بحيث تكون الحركة فيه بسلاسة وبشكل يتسع لأكبر عدد من الأفراد ، حيث يبلغ عرضه ١٤.٧متر وطوله ٣٢.٧ متر.

- قاعة المحاضرات:

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- مختبرات :

يحتوي المبنى على ثلاث مختبرات كبيرة وموقعها مناسب .

- مكاتب مدرسين:

ويتكون من عدد وفير من مكاتب المدرسين تقريبا ٢١ مكتب موزعة على الطابق الأول.

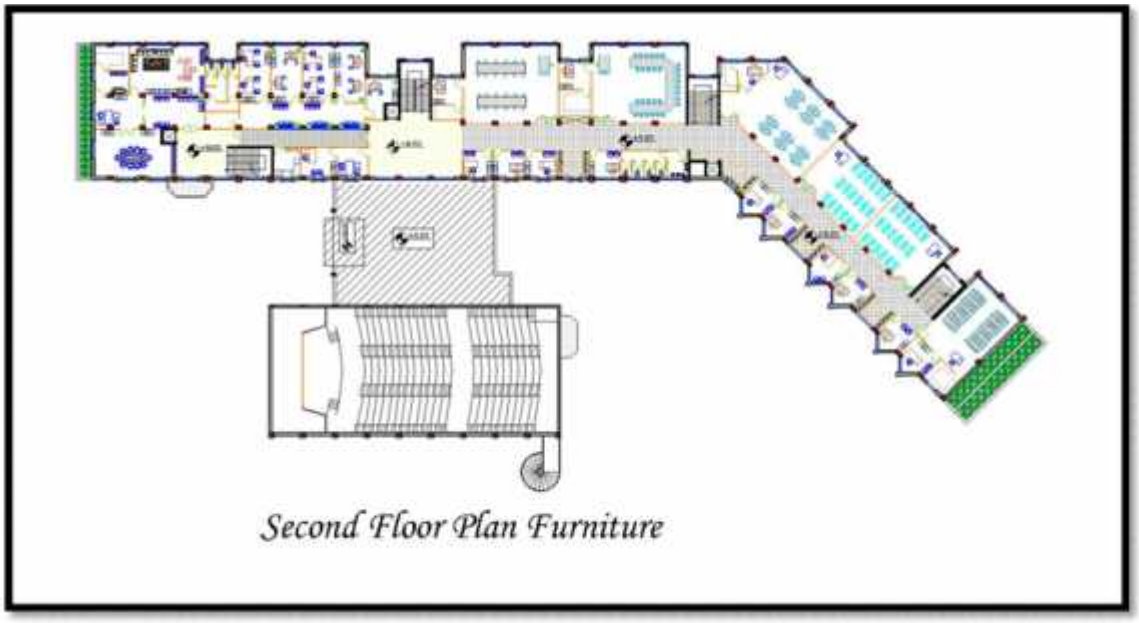
- دورات المياه:

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالطالبات وبالمدرسين .

٤. ٢.٥.٢ الطابق الثاني:

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي، في مكان متوسط من هذا الطابق وعلى الأطراف .

❖ تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٢٠٦٥ م^{٢} ، ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:



- **الشكل(٢-١١)سقط الطابق الثاني**

- قاعة المحاضرات:

يحتوي هذا الطابق على قاعات محاضرات كبيرة .

- مختبرات :

يحتوي المبنى على ثلاث مختبرات كبيرة وموقعها مناسب كما انه يحتوي على مختبر للحاسوب .

- مكاتب مدرسين:

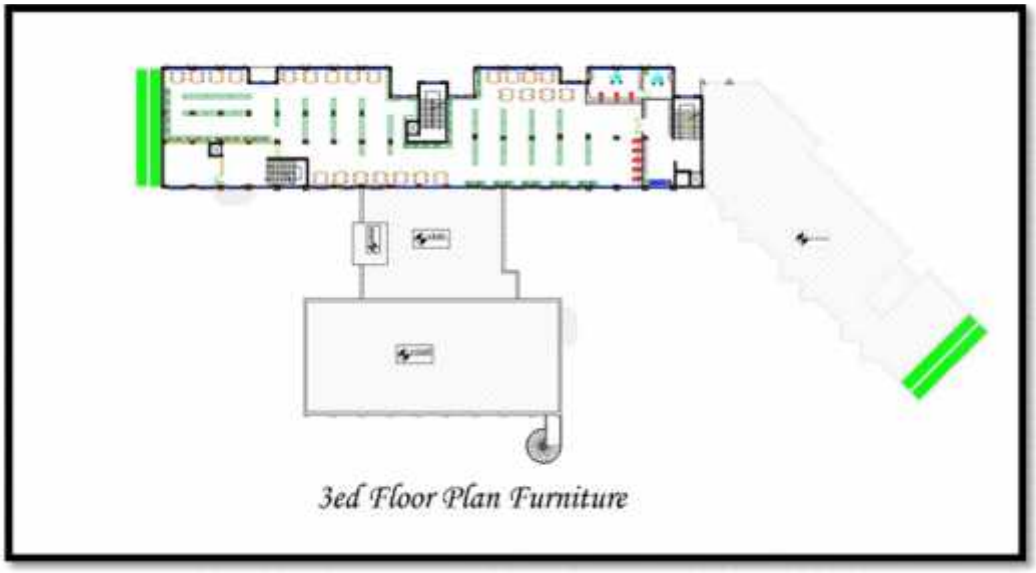
ويتكون من عدد وفير من مكاتب المدرسين موزعة على الطابق الثاني .

- دورات المياه:

يوجد مراحيض خاصة بالطلاب وكذلك بالطالبات وبالمدرسين .

٢.٥.٢ .5 الطابق الثالث:

تبلغ مساحة هذا الطابق ١٠١٠متر مربع ، وتقع في الجهة الشمالية للمبنى ، يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي، في مكان متوسط من هذا الطابق وعلى الأطراف .



- **الشكل(٢-١٢)سقط الطابق الثالث**

يحتوي هذا الطابق فقط على المكتبة ، وعلى مكاتب الموظفين ، كما انه يمكن الوصول لهـا من أكثر من مكان في المبنى ، وهذا يوفر سهولة في الوصل إليها .

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

١) العربية :-

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

2) English :-

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-٢٠٠٥) AND Commentary Code (ACI 318M-99).

الدراسة الإنشائية

(٣-١) مقدمة

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي

(3-٣) الأحمال

(٣-٤) العناصر الإنشائية

(٣-٤-١) العقدات

(٣-٤-٢) الجسور

(٣- ٤-٣) الأعمدة

(٣-٤-٤) الجدران الحاملة (جدران القص)

(٣-٤-٥) الأساسات

(٣-٤-٦) الجدران الاستنادية

(٣-٤-٧) الإدراج

(٣-٤-٨)فواصل التمدد

وصف العناصر الإنشائية

(٣-١) مقدمة :

بعد الانتهاء من الوصف المعماري و مراجعة جميع المخططات المعمارية و جاهزياتها بشكلها النهائي يتم الانتقال إلى مرحلة جديدة يتم فيها دراسة جميع العناصر الإنشائية المكونة للنظام الإنشائي للمبنى بأكمله ، وذلك للوصول للهدف المرجو من هذا المشروع وهو العمل على إيجاد التصميم الانشائي الملائم لكافة العناصر الإنشائية.

ففي هذا الفصل سيتم عمل التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية بلاطات و جسور و أعمدة و قواعد وجدران قص و غيرها من العناصر الإنشائية ، ذلك بعد تحديد قيم الأحمال المختلفة التي يتعرض لها كل عنصر ، و نوع هذه الحمال من أحمال ميتة و أحمال حية و أحمال بيئية أخرى ،و سيتم ذلك وفقا للمقاييس و المواصفات و الكودات التي المعمول بها في بلادنا .

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي:

إن الهدف من عملية التصميم هو الحصول على نظام إنشائي متكامل له القدرة على تحمل الأحمال الواقعة عليه و القوى التي يتعرض لها ، و يلبي حاجة المستخدمين و الوظائف التي صمم لأجلها ، وبناءا على ذلك يمكن تحديد العوامل المؤثرة في عملية تصميم العناصر الإنشائية و اختيارها . والتي يمكن إيجازها فيما يلي :

- الكلفة الاقتصادية(Economy): و يتم تحقيق ذلك من خلال اختيار مواد البناء اللازمة و المناسبة لعملية الإنشاء و كذلك اختيار المقاطع ذات التكلفة المناسبة و الكافية للأغراض التي تستخدم بها .

- عامل الأمان(Safety Factor):وهو النسبة بين الأحمال التي تسبب الكسر أو الانهيار إلى حمل الخدمة أو التشغيل ، و يتم تحقيق عامل الأمان وذلك من خلال

اختيار مقاطع العناصر الإنشائية القادرة على تحمل القوى و الأحمال التي يمكن أن تتعرض لها .

وتظهر أهمية معامل الأمان جلية في تحقيق التالي :

- ♦ بعض الأحمال التي تظهر في المستقبل وتكون خارج توقعات المهندس .
- ♦ أخطاء تنفيذيه .

- ➢ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Service ability): يعني ذلك تجنب حدوث أي هبوط زائد عن الحد المسموح به (Deflection) أو حدوث شقوق (Cracks) التي تسبب تشوه في العناصر الإنشائية .

(٣-٣) الأحمال:

وهي جميع القوى و الأحمال الواقعة على المبنى و التي يمكن أن يتعرض لها . و من الضروري معرفة جميع القوى التي يتعرض لها المبنى و تحليلها و حسابها بدقة و ذلك لان أي خطأ في الحسابات سينعكس على عملية تصميم العناصر الإنشائية المختلفة ، و الأحمال المؤثرة في أي منشأ يمكن تقسيمه إلى أحمال رئيسية مباشرة وأحمال غير مباشرة (ثانوية) و سنتناول تفاصيل هذه الأحمال كما يلي :

٣-٣-١ الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) و منها :

- ➢ الأحمال الميتة (Dead Load) : مثل أوزان العناصر الإنشائية نفسها وجميع طبقات القصارة والعزل والبلاط وغيرها .

- ➢ الاحمال الحية (Live Load) : وتعتمد هذه الأحمال على طبيعة استخدام المبنى وتتمثل في حمل الأشخاص والمعدات و الأثاث و الأغراض المختلفة المستخدمة في المباني .

- الأحمال البيئية : الناتجة من الطبيعة ، من أحمال الرياح و الزلازل و الثلوج .

حيث تدخل هذه الأحمال في عمليات الحساب و التصميم للعناصر الإنشائية بشكل أساسي و يمكن توضيح كلا منها **كما يلي :**

٣-٣-١-١ الأحمال الميتة (Dead Load):

وهي القوى الدائمة الناتجة عن قوى الجاذبية الأرضية وهي قوى ثابتة من حيث الموقع و المقدار و لا تتغير بزيادة عمر المنشأ ، و تنتج هذه القوى من أوزان العناصر الإنشائية المختلفة المكونة للمبنى ، إضافة إلى أوزان العناصر المرتكزة عليه بشكل دائم كالقواطع ، و كذلك أي عنصر ملاصق للمبنى بصورة دائمة .

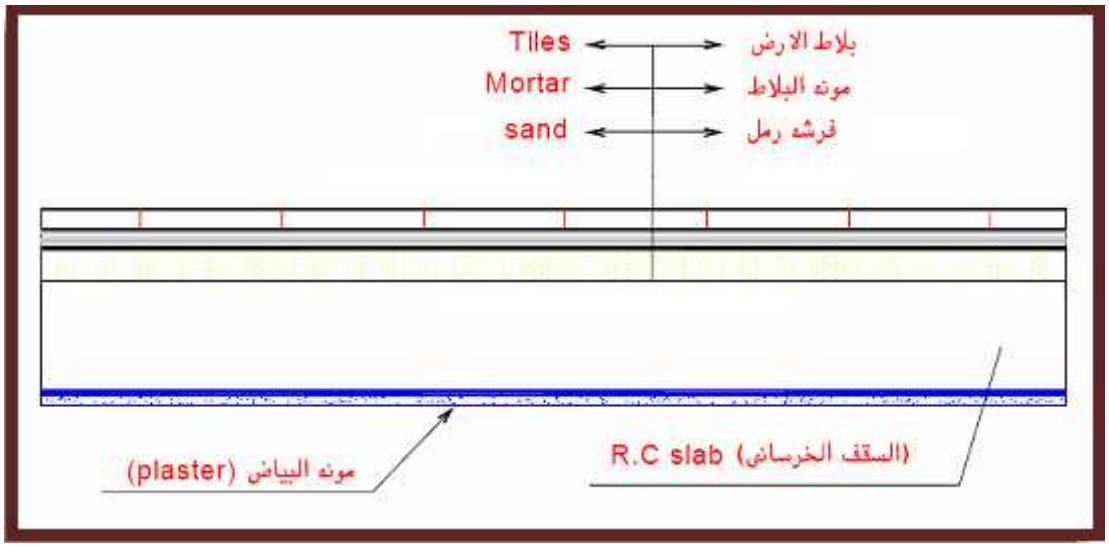
و يتم حساب قيم الأحمال الميتة من خلال معرفة الكثافة النوعية للماد المستخدمة في تصنيع العناصر الإنشائية ومعرفة إبعاد تلك العناصر ، و تتكون هذه العناصر في اغلب الأحيان من : الخرسانة المسلحة أو الخرسانة العادية (غير المسلحة) ، و الطوب ، و الحجر الذي يستخدم في الواجهات الخارجية ، و القصارة ، و مونه البلاط ، و البلاط ، ومواد التشطيب ، اضافة إلى الديكورات الخاصة بالمبنى من أعمال جبس كالأسقف المعلقة . و يبين الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة :

جدول (٣-١) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

NO.	Material	Quality density
1.	Tile	22 KN/ m^3
2.	Sand	18 KN/ m^3
3.	Reinforced concrete	25 KN/ m^3
4.	Block	9 KN/ m^3
5.	Plaster	22 KN/ m^3

والشكل (٣-١) يبين ترتيب طبقات المكونة لعقدة السقف المستخدمة في المشروع

الشكل (٣-١) : تفصيلة عقدة المتبعة في اخذ الأحمال الميتة



٣-٣-١-٢الأحمال الحية (Life Load):

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع وتختلف باختلاف المكان والاستخدام وطبيعة المنشأ، ويمكن تصنيفها كالتالي:

a. أحمال حية وهي تلك الأحمال التي يمكن نقلها من مكان إلى أخر مثل أثاث البيوت والأجهزة المعدات غير المثبتة والمواد المخزونة .
b. أحمال الأشخاص شريطة اخذ بعين الاعتبار نوع المنشئ إذ يختلف الوزن من مبنى إلى أخر.
c. أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء التنفيذ مثل أحمال الشداة والرافعات والمعدات المستخدمة .

وتحديد قيم الأحمال الحية يعتمد على طبيعة المنشأ و استخدامه من مباني تجارية ، و تعليمية ، و سكنية و غيرها ، و يوجد جداول تبين قيم الأحمال الحية لكل منشأ حسب طبيعة استخدامه يمكن من خلالها معرفة قيم الأحمال الحية لكل مبنى .

و يبين الجدول (٣-٢) قيم الحمال الحية الواقعة على كل عنصر اعتمادا على الكود الاحمال الأردني :

جدول(٣-٢) الأحمال الحية لعناصر المبنى.

الرقم	نوع المنشأ	الاحمال الحية (KN/m^2)
١	مباني سكنية • الغرف السكنية • السلالم	 ٢ ٣.٥
٢	المباني الإدارية • المكاتب • السلالم • غرف التخزين	 ٣ ٤ ٥-١٠
٣	المدارس • الفصول الدراسية • السلالم • المكتبات	 ٣ ٤ ٥
٥	القاعات والصالات • القاعات ذات المقاعد الثابتة • القاعات بدون مقاعد ثابتة	 ٥ ٦
٦	المحلات التجاري • المحلات الصغيرة • المحلات الكبيرة	 ٥ أو أكثر ١٠ أو أكثر
٧	المكتبات • غرف الاطلاع • غرف حفظ الكتب	 ٤ ١٠

٣-٣-١-٣الأحمال البيئية :

وهي الأحمال المتغيرة من حيث الموقع و المقدار ، و تشتمل الأحمال البيئية على أحمال الرياح و الثلوج و الزلازل إضافة إلى أحمال التربة ، و هنالك عدة عوامل تؤثر على قيم هذه الأحمال ،

فأحمال الرياح مثلا تزداد بزيادة ارتفاع المبنى و موقعه ، كذلك أحمال الرياح تزداد بزيادة سرعة الرياح .

i) أحمال الرياح :

وهي قوى متغيرة المقدار والاتجاه ، وتتغير بتغير موقع المبنى و ارتفاعه حيث أن قيمة أحمال الرياح لمبنى مكشوف تختلف عنها لمبنى محاط بمباني مرتفعة ، و كذلك وجود المبنى في منطقة مرتفعة يختلف عن وجوده في منطقة منخفضة .

و تؤثر أحمال الرياح بقوى أفقية على المنشأ ، وتعتمد قيم أحمال الرياح على سرعة الرياح التي تسجل من قبل دائرة الأرصاد الجوية إضافة إلى مقدار المساحة التي تواجهها من المبنى ، و سيتم اعتماد الكود الأردني لتحديد أحمال الرياح الأفقية.

ii) أحمال الثلوج :

يتم حساب أحمال الثلوج بالاعتماد على ارتفاع المنطقة التي سيبنى عليها المنشأ ، ذلك حسب الكود الأردني كما في الجدول التالي :

جدول(٣-٣) أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

الارتفاع عن سطح البحر(م) (h)	أحمال الثلوج (KN/m^2)
h < 250	0
250 < h < 500	(h-250) / 100
500 < h < 1500	(h-400) / 400
1500 < h < 2500	(h-812.5) / 250

iii)أحمال الزلال :

و هي أحمال رأسية و أفقية تؤثر على عناصر المبنى المختلفة ، و يتولد نتيجة هذه القوى عزوم على المنشأ و من هذه العزوم ، عزم الانقلاب إضافة إلى عزم اللي ، و تقاوم القوى الأفقية (

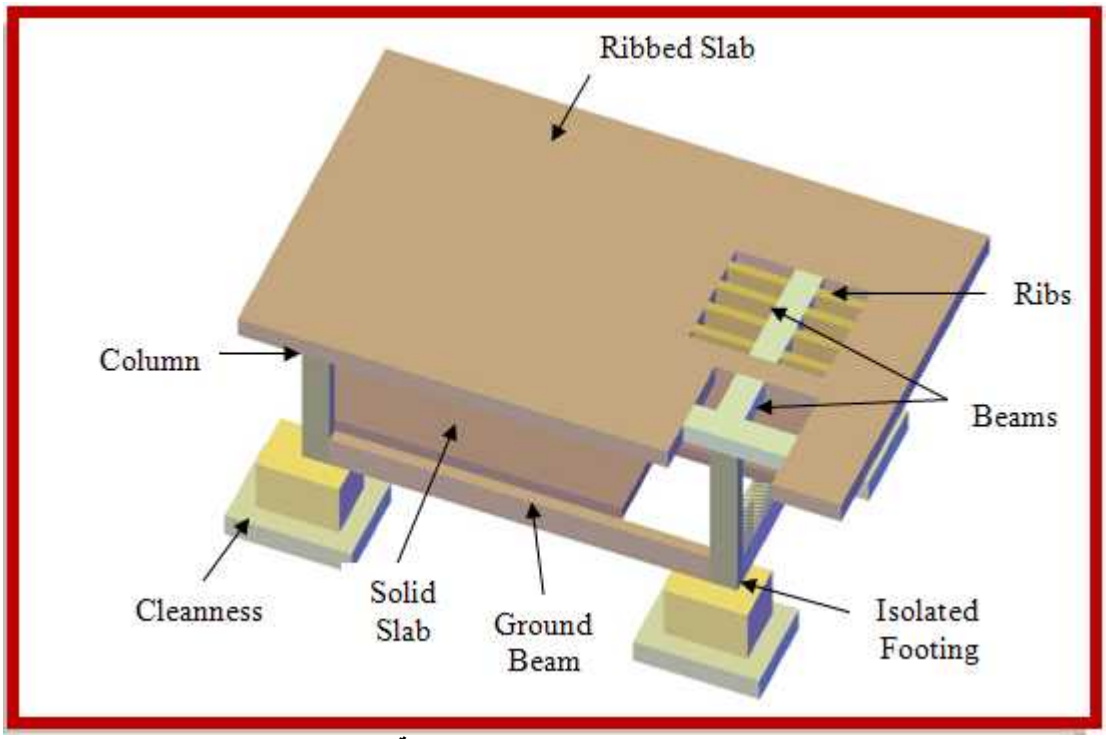
قوى القص) بجدران القص و هي إحدى العناصر المكونة للمنشأ ، و سنيتم اعتماد الكود UBC في حساب القوى الناتجة عن الزلازل .

٣-٣-٢ الأحمال الثانوية – غير المباشرة (Secondary loads) :

و تشتمل هذه الأحمال على أحمال التأثير الحراري ، و انكماش الجفاف للخرسانة ، و هبوط التربة ، و يمكن مقاومة هذه الأحمال في حال وجدت بتوفير فواصل تمدد تقاوم هذه الأحمال ، و عادة تستخدم هذه الفواصل في المباني الطويلة الممتدة أفقيا .

٣-٤العناصر الإنشائية :

إن أي منشأ أو مبنى يتكون من مجموعة من العناصر الإنشائية المختلفة و التي ترتبط مع بعضها بشكل يمكنها من مقاومة الأحمال التي تتعرض لها و نقل هذه الأحمال إلى الأرض حيث أن أي المبنى يتكون من العقدات و جسور و أعمدة و قواعد بأشكال متعددة و جدران قص و جدران استنا دية و غيرها من العناصر الإنشائية المختلفة والشكل (3-2) يبين ذلك.



الشكل (٣-٢): تركيب وتوزيع العناصر الإنشائيةفي المنشئ الخرساني

إن النظام الإنشائي للمبنى كلية الطب يتكون من مجموعة من العناصر الإنشائية المتحدة و التي تكون هيكلية المبنى ، و يمكن توضيح كل عنصر من هذه العناصر كما يلي :

(٣-٤-١) العقدات :

و هي عبارة عن عناصر إنشائية تعمل على نقل الأحمال الواقعة عليها و القوى التي تتعرض لها إلى الجسور المتحدة معها ، و من ثم إلى الأعمدة و الجدران الحاملة ، و هنالك عدة أنواع من العقدات المستعملة في المباني، و من هذه الأنواع ما يلي:

١) البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ، وهي عقدات ذات اتجاه تحميل واحد أو اتجاهين و ذلك حسب إبعاد البلاطة.

٢) البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) ، وهي أما ذات اتجاه تحميل واحد أو اتجاهين .

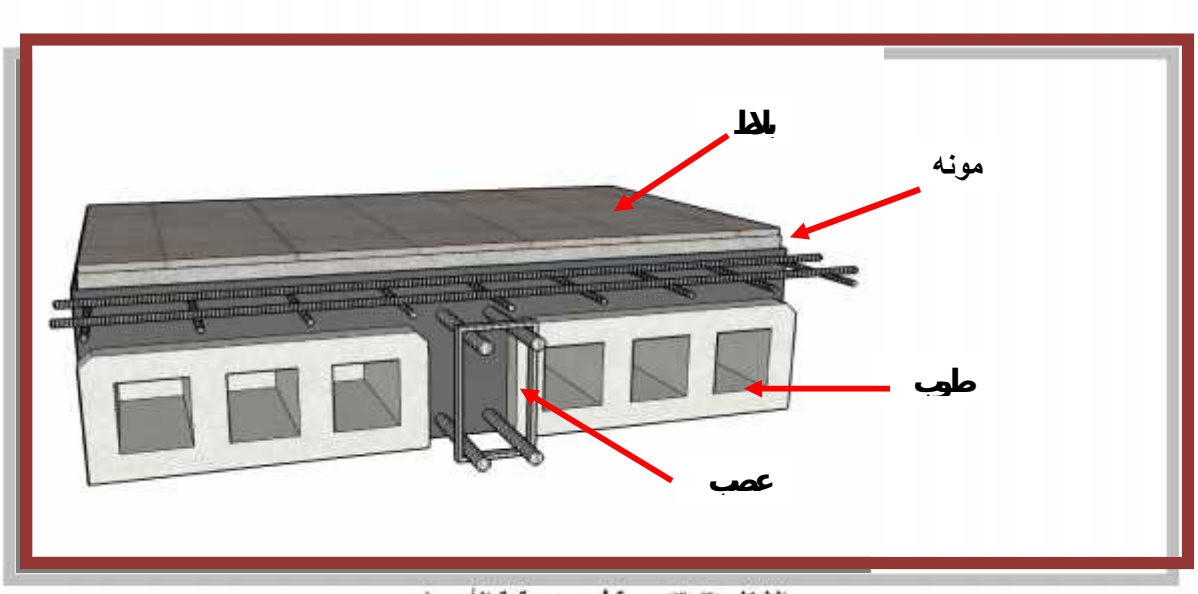
و نتيجة لتعدد الأغراض في مبنى الكلية ، سنستخدم نوعين من العقدات في عملية التصميم ،و هي كالتالي :

عقدات الأعصاب ذات اتجاه تحميل
(One way Ribbed Slabs) .

عقدات الأعصاب ذات اتجاهين تحميل
(Tow way Ribbed Slabs) .

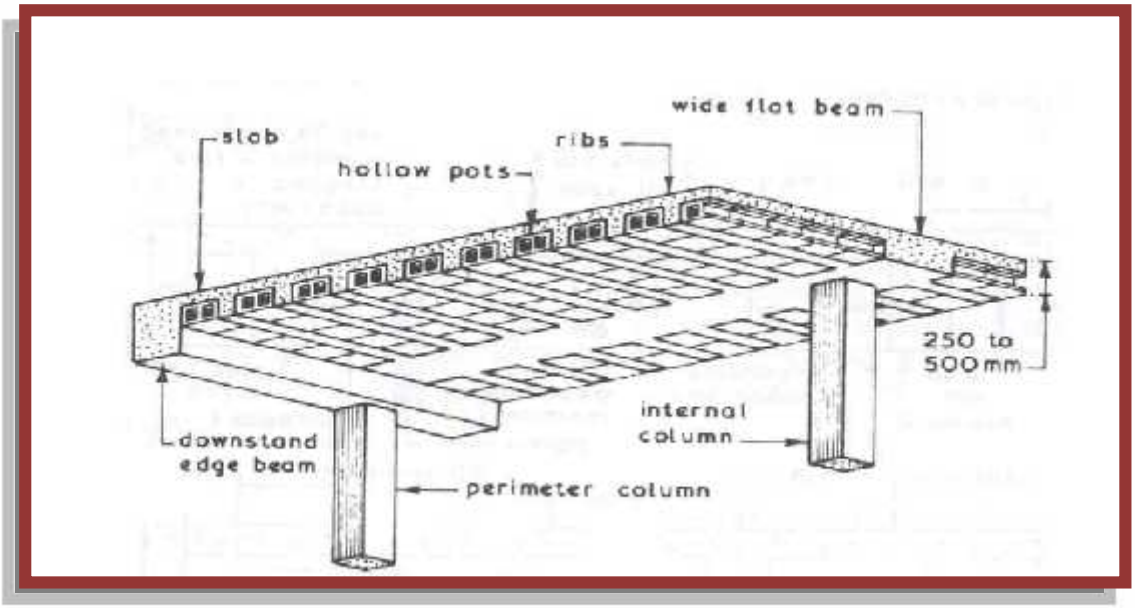
٣-٤-١-١عقدات الأعصاب :

و تستخدم هذه العقدات عندما يراد الحصول على سطح سفلي أملس للسقف وخاصة في المباني السكنية ، والشكل (٣-٣) يوضح تفصيلة عقدات الأعصاب بما تحويها من أعصاب وطوب وماهو محمول على هذه العقدات بالإضافة إلى طريقة توزيع الحديد داخل هذه العقدات:-

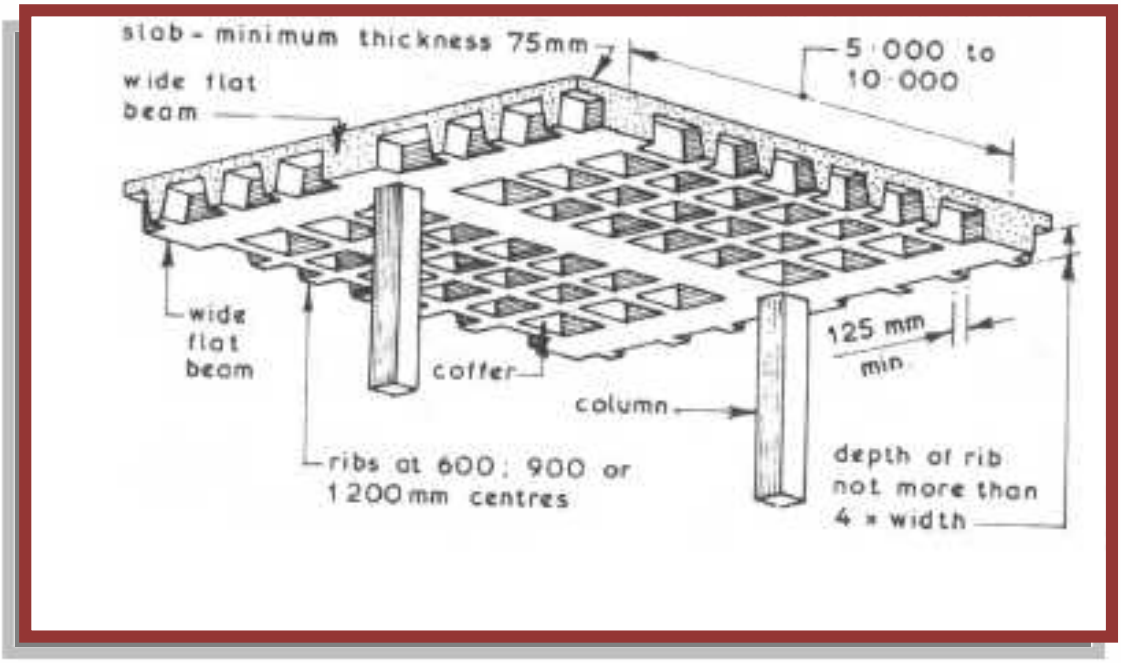


الشكل (٣-٣) : مقطع من عقدة الأعصاب

وهناك نوعين ففي هذه الحالة إما نستخدم عقدة أعصاب ذات اتجاه تحميل واحد أو ذات اتجاهين تحميل ، كما في الشكلي (٣-٤) و(٣-٥) على التوالي:



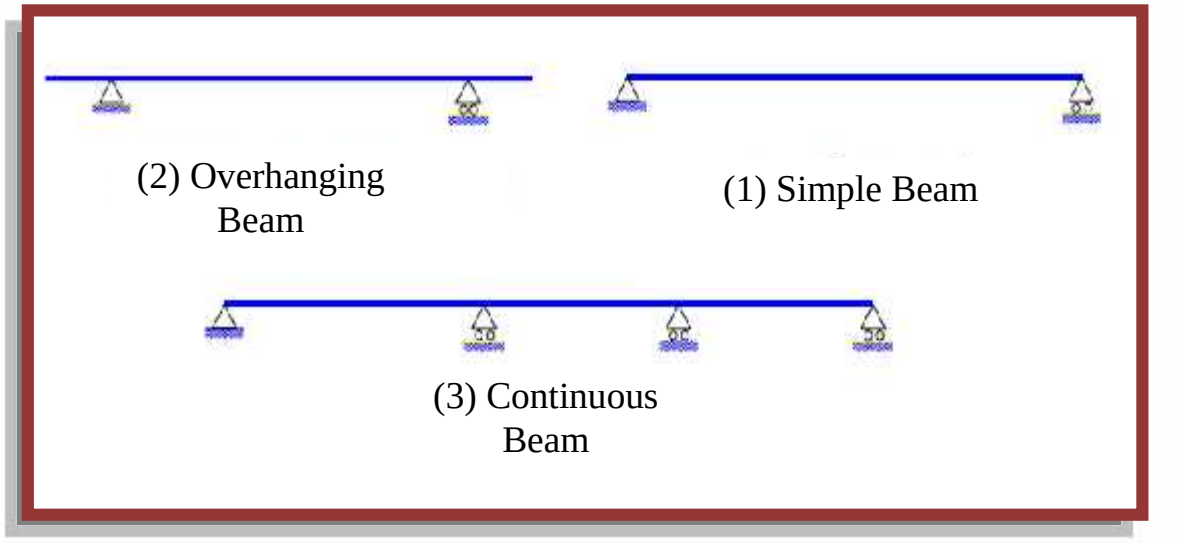
الشكل (٣-٤) : عقدة الأعصاب ذات اتجاه واحد



الشكل (٣-٥) : عقدة أعصاب ذات اتجاهين تحميل

(٣-٤-٢) الجسور:

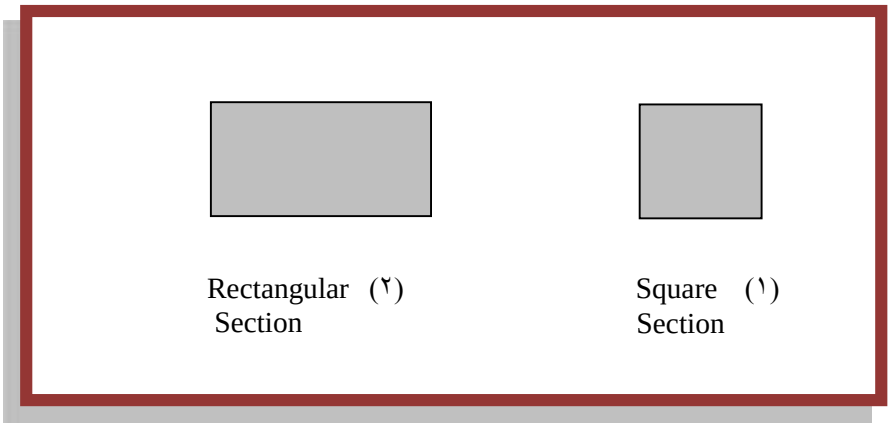
تعتبر الجسور من أهم العناصر الإنشائية التي تعمل على نقل الأحمال ، ففي العقدات المصمتة تقوم بنقل الأحمال من العقدة إلى الأعمدة ، كذلك تنقل الأحمال في العقدات ذات الأعصاب من الأعصاب و من ثم إلى الأعمدة ، والشكل (٣-٦) يوضح أنواع الجسور إنشائيا :



الشكل(٣-6) : تقسيم الجسور إنشائيا

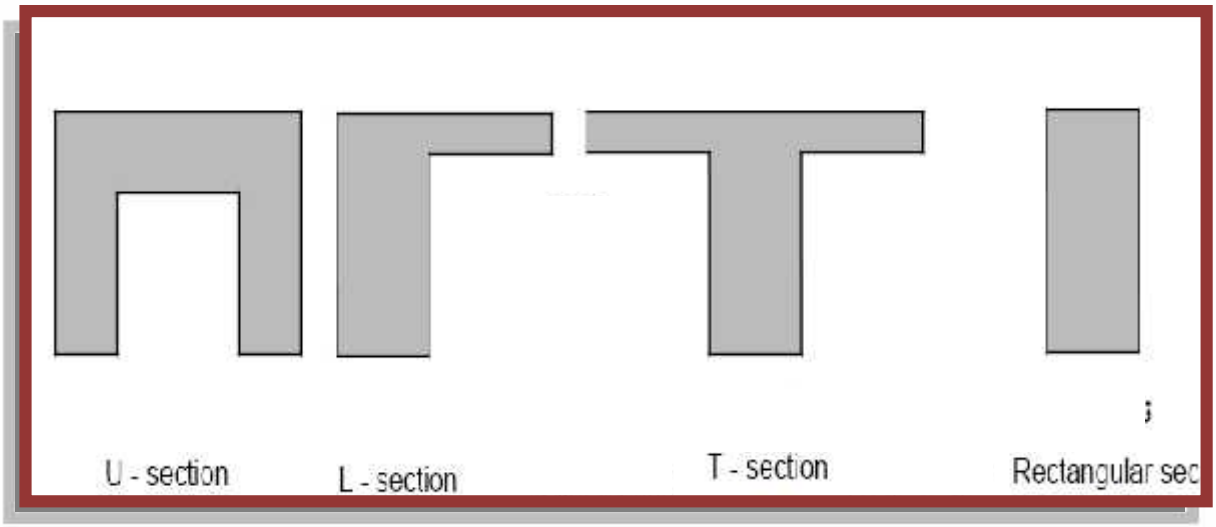
أما بالنسبة لموقع الجسور في العقدات فهي تتبع حسب البحور المختلفة لذلك تم تقسيمها قسمين ، كما هو مفصل في النقاط التالية :

- **الجسور المحورة :** وهي جسور تكون مع مستوى العقدة (مخفية في العقدة) و تستخدم عادة في العقدات ذات البحور التي تتراوح أطوالها ما بين (٥-٧م) ، كما في الشكل (٣-7)



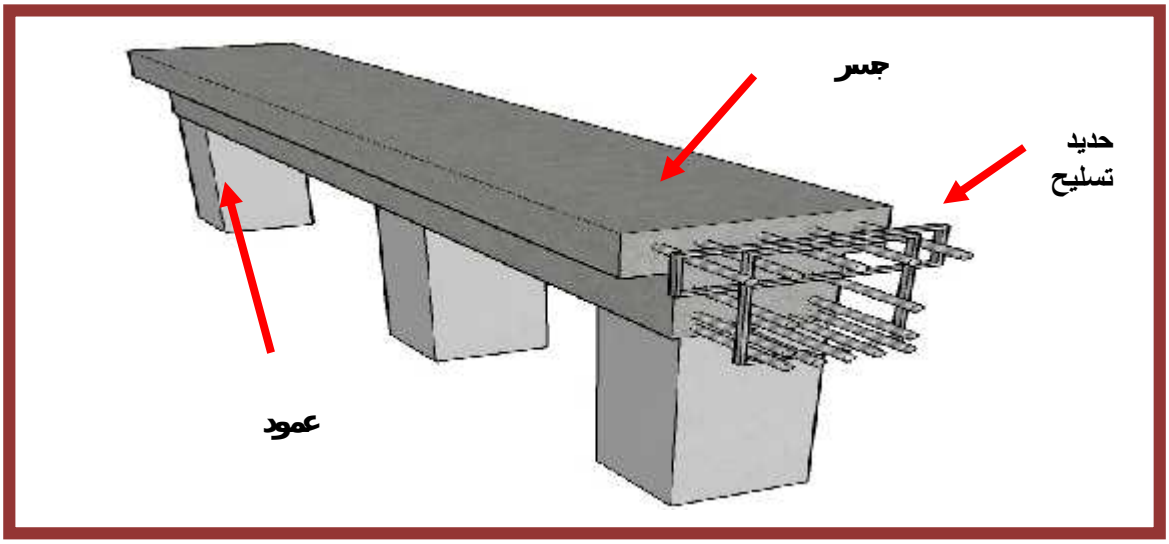
الشكل(٣-7) : مقاطع في جسور

- **الجسور الساقطة (المدلاة) :** وهي الجسور التي تبرز عن العقدة من الأسفل ، وتستخدم في حال العقدات ذات البحور الطويلة ، وهي عدة أنواع يمكن تفصيلها كما في الشكل (٣-٨) : -



الشكل (٣-٨) : مقاطع في جسور ساقطة

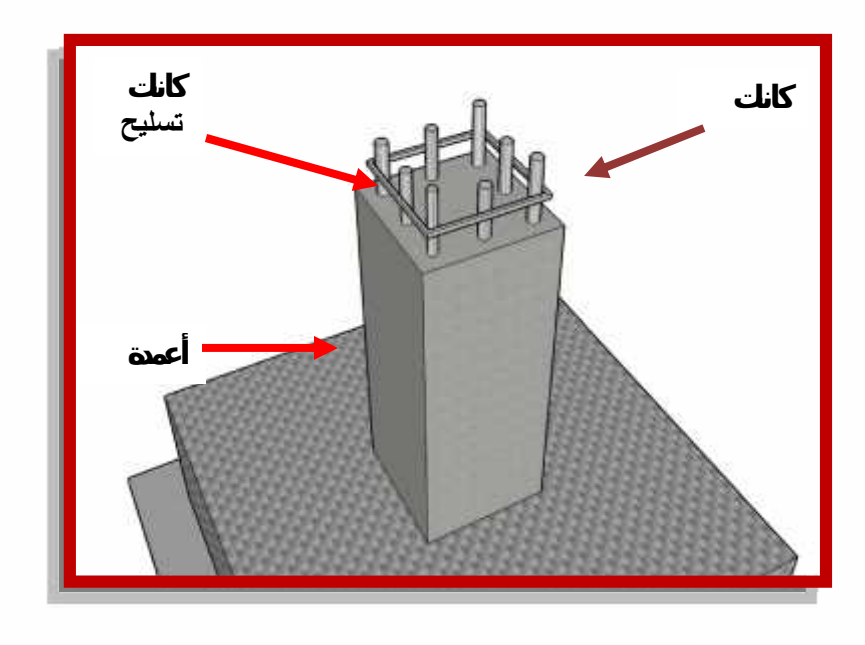
و يبين الشكل (٣-٩) جسر طولي على شكل حرف (T) :



الشكل (٣-٩) : جسر طولي على شكل حرف (T)

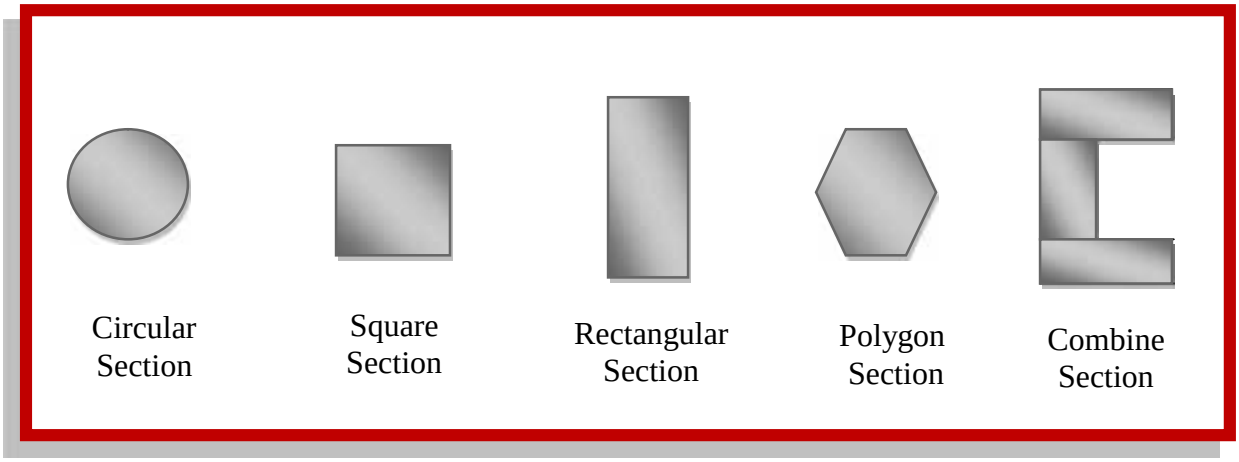
(٣-٤-٣) الأعمدة :

يمكن تعريف الأعمدة بأنها تلك العناصر الإنشائية التي تعمل على نقل الأحمال من البلاطات عن طريق الجسور إلى الأساسات ، كما في الشكل (٣-١٠) : -



الشكل (٣-١٠) : عمود ذو مقطع مربع

ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة ، فمنها ما هو مستدير و منها المضلع أو المكون من قطاعات مركبة من مستطيلات بحيث لا يزيد الطول في أي اتجاه لكل مستطيل عن خمسة أمثال العرض لهذا المستطيل ، وإلا اعتبرت هذه الأعضاء حوائط خرسانية و يبين الشكل (٣-١١) مقاطع بعض أنواع الأعمدة .



الشكل (٣-١١) : مقاطع لأعمدة مختلفة

و تعتبر الأعمدة العنصر الإنشائي الرئيسي في نقل الأحمال الواقعة على العقدات ، حيث تقوم بنقل الأحمال من العقدات و الجسور إلى الأساسات ، حيث أن الأعمدة مع باقي العناصر الإنشائية متحدة تشكل هيكل المنشأ ، و تساعد على ثبات المبنى لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل و توزيع الأحمال الواقعة عليها . و يمكن تقسيمها من حيث مقاومتها للقوى الأفقية إلى قسمين (الأعمدة المقيدة و الأعمدة غير مقيدة) .

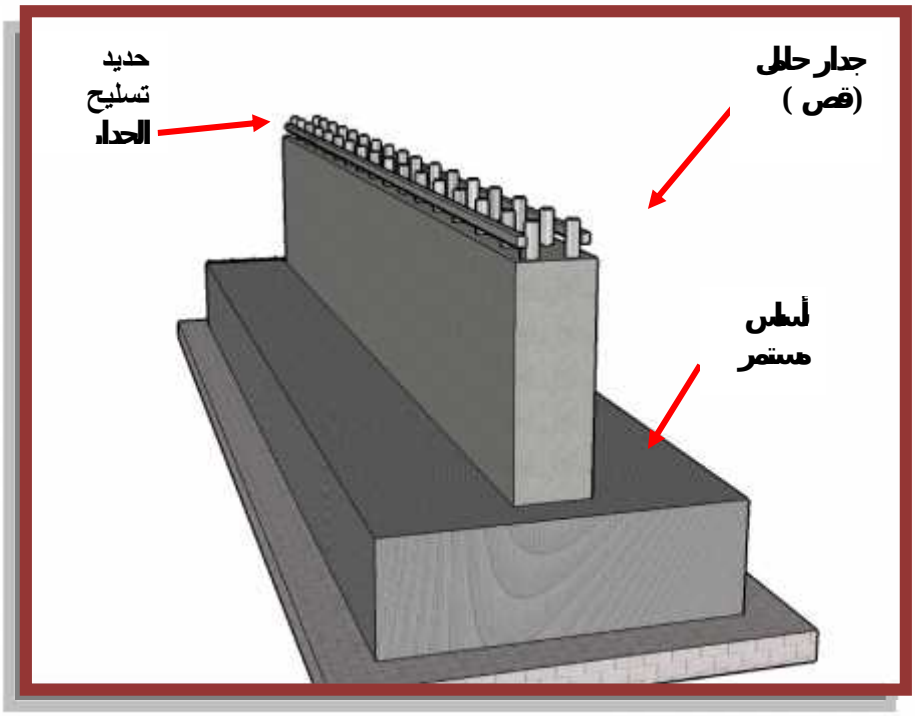
الأعمدة المقيدة و غير المقيدة (Braced & Un-braced Columns) :

تعتبر الأعمدة مقيدة في اتجاه معين إذا كانت الأحمال الأفقية المؤثرة على الأعمدة في هذا الاتجاه تقاوم بأكملها بواسطة أعضاء خاصة مثل حوائط القص (Shear Walls) أو الأعمدة المرتبطة بشكالات أو مستندة إلى أكتاف خرسانية ، هذا و تعتبر الأعمدة غير مقيدة بخلاف ذلك ، أي إذا كانت الأعمدة في اتجاه معين هي التي تقاوم الأحمال الأفقية المؤثرة عليها .

(٣-٤-٤) جدران القص :

وهي عناصر إنشائية حاملة مقاومة للأحمال و القوى الأفقية و العمودية الواقعة عليها ، و تستخدم جدران القص بشكل أساسي لمقاومة القوى الأفقية الناتجة عن أحمال الزلازل و أحمال الرياح ، و تسلح جدران القص بطبقتين من الحديد و ذلك لزيادة مقاومتها للأحمال الأفقية ، و يجب أن تتوافر جدران القص في الاتجاهين ، كما يجب أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه و مركز ثقل المبنى اقل ما يمكن أن يكون و أن تكون هذه الجدر كافية لمنع أو تقليل عزوم اللي و أثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وعادة ترتكز جدران القص على أساس مستمر يتم تحديد إبعاده حسب القوى العمودية والأفقية القادمة من الجدار نفسه .

هذا و قد تم تحديد جدران القص و توزيعها في المبنى ، و تتمثل جدران القص في جدران بيت الدرج و جدران أخرى خارجية في الاتجاهين تبدأ من أساس المبنى حتى تصل إلى الطوابق النهائية ، ويوضح الشكل (٣-١٢) جدار قص مع الأساس الذي يرتكز عليه : -



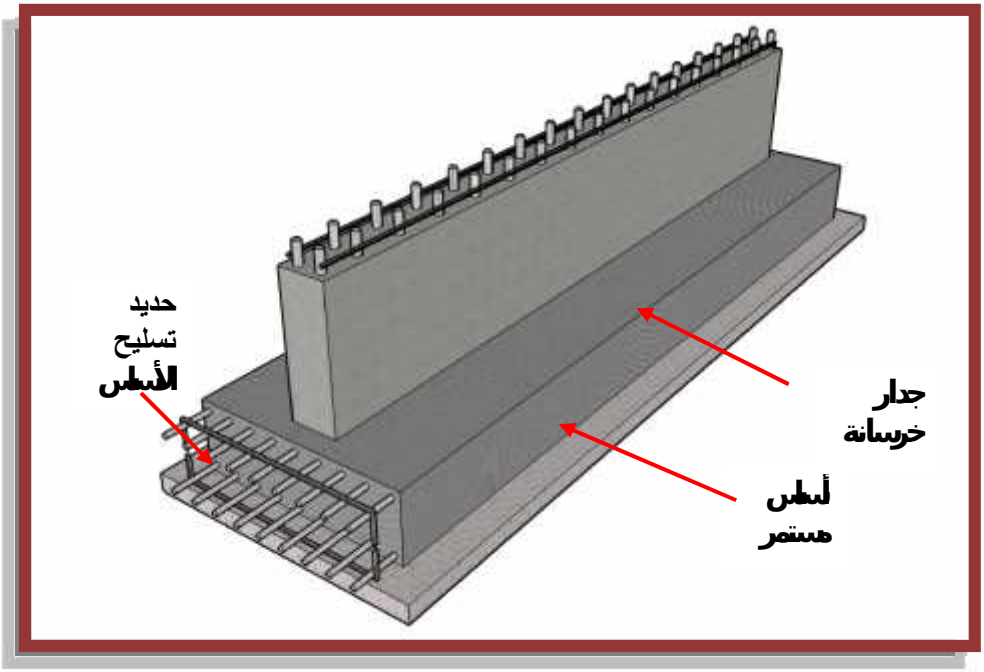
الشكل (٣-١٢) : جدار حائل (Shear Wall)

(٣-٤-٥) الأساسات :

الأساس هو حلقة الاتصال بين المنشأ والتربة التي تحمل هذا المنشأ ، حيث أن الأساس مسؤول عن نقل أحمال المنشأ بطريقة آمنة إلى التربة بحيث لاينتج عن هذه الأحمال تحرك ضار للتربة أسفل الأساس أو حوله ، إذ أن الأساس الجيد يجب أن يقاوم وزن المنشأ بالإضافة للأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل الأحمال الحية أو أحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة أخرى تبعا لنوع واستخدام المنشأ عن طريق توزيع الأحمال على التربة بشكل منتظم ومتجانس .

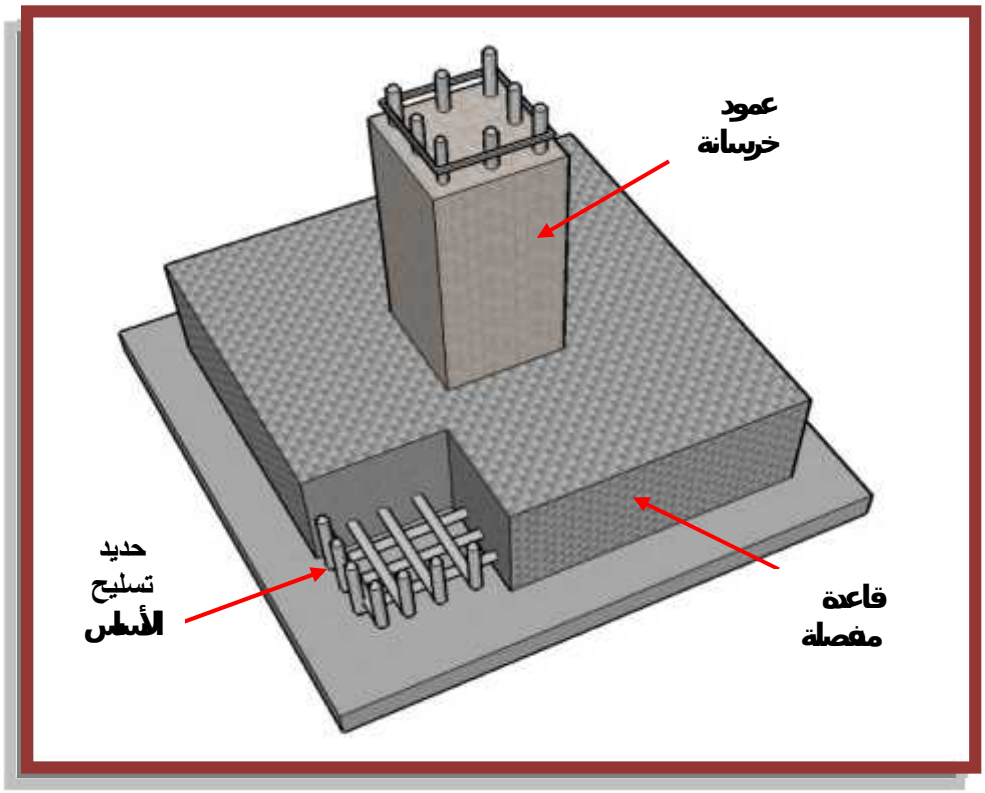
من الواضح أن الأساسات (القواعد) هي أخر العناصر التي يتم تصميمها ، علما بأن أول ما يتم تنفيذه في بناء أي منشأ هي الأساسات و يتم تحديد الأحمال الواقعة على الأساسات و ذلك من خلال الأحمال التي تنتقل من الجسور إلى الأعمدة ثم إلى الأساسات إضافة إلى وزن الأعمدة ، و بناءا على تلك الأحمال بالإضافة إلى موقع الأساس يتم تحديد نوع الأساس ، إذ أن الأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض وفي تلك الحالة يسمى الأساس بالسطحي (Shallow Foundation) ، اويكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ (التي تكون في العادة لذلك النوع من الأساسات الكبيرة) إلى طبقات التربة العميقة الأقوى ، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى ذلك الأساس بالعميق (Piles Foundation) ، وعادة ماينتهي الأساس تحت سطح الأرض حيث يبدأ المنشأ .

٣-٤-٥-١الأساسات المستمرة (Strip Footing) : و تستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها ، والشكل (٣-١٣) يبين الأساس المستمر وهو عبارة عن قاعدة لجدار مسلح :-



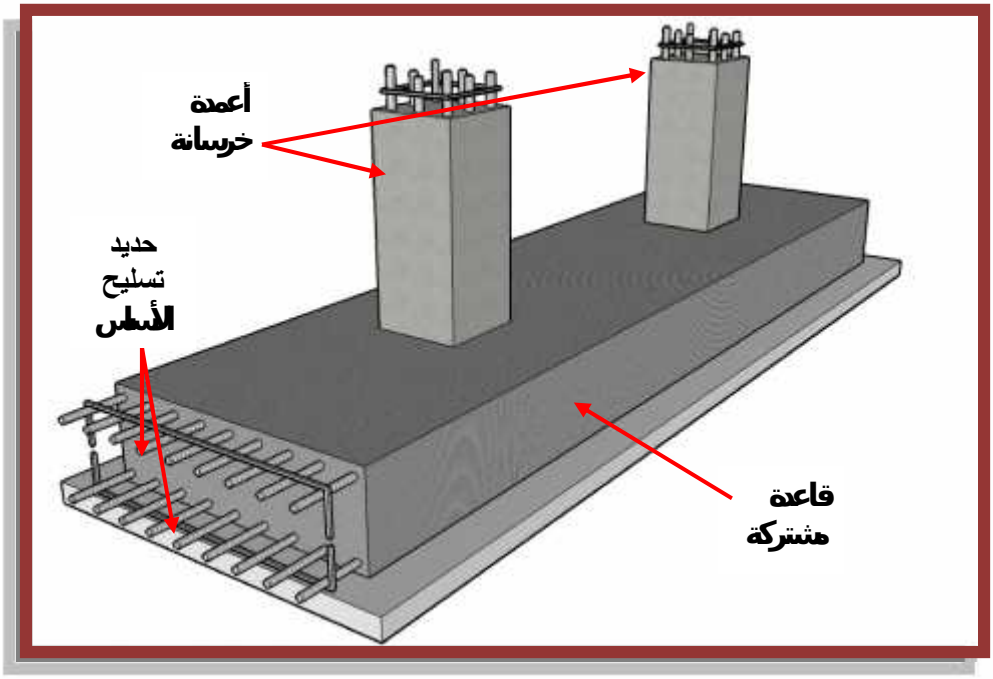
الشكل (٣-١٣) : أساس مستمر (Strip Footing)

٣-٤-٥-٢الأساسات المفصلة (Isolated Footing) : و تستخدم كأساس للأعمدة الخراسانية و المعدنية و غالبا ما تكون مستطيلة الشكل في المسقط الأفقي ، والشكل (٣-١٤) يوضح شكل القاعدة المنفصلة مع طريقة توزيع حديد التسليح خلالها :-



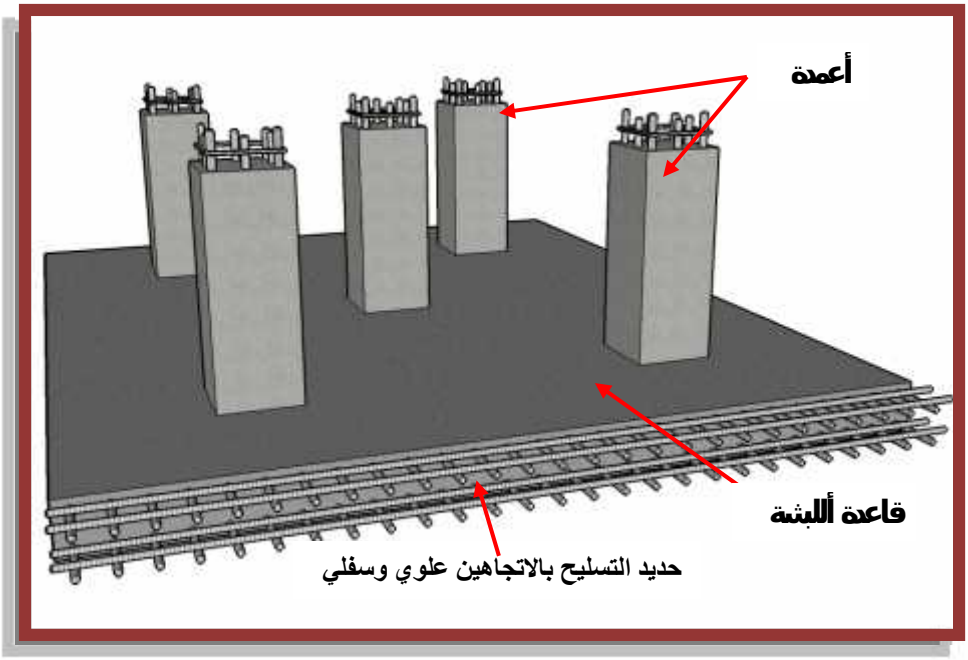
الشكل (3-14) : أساس مفصل مع عمود

٣-٤-٥-٣الأساسات المشتركة (Combined Footing) : و هي الأساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين كمقاومة عدم المركزية لعمود ، أو لتقارب عمودين أو أكثر . مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة ، أو لأسباب أخرى ، والشكل (٣-١٥) يوضح القاعدة مع أعمدة مركزه عليها بسبب قرب المسافة بين العمودين .



الشكل (٣-١٥) : أساس مشترك ذو عمودين

٣-٤-٥-٤أساسات أللبشة (Raft Foundation) : و تستخدم لأغراض عديدة ، و هو عبارة عن أساس مستمر للمنشأ كله ، أو لجزء من المنشأ حيث تنتقل إليه الأحمال من الأعمدة و الجدران و يوزعها على التربة ، والشكل (٣-١٦) يوضح شكل أساس أللبشة مع بعض الأعمدة التي تظهر على القاعدة بالإضافة إلى حديد التسليح :-

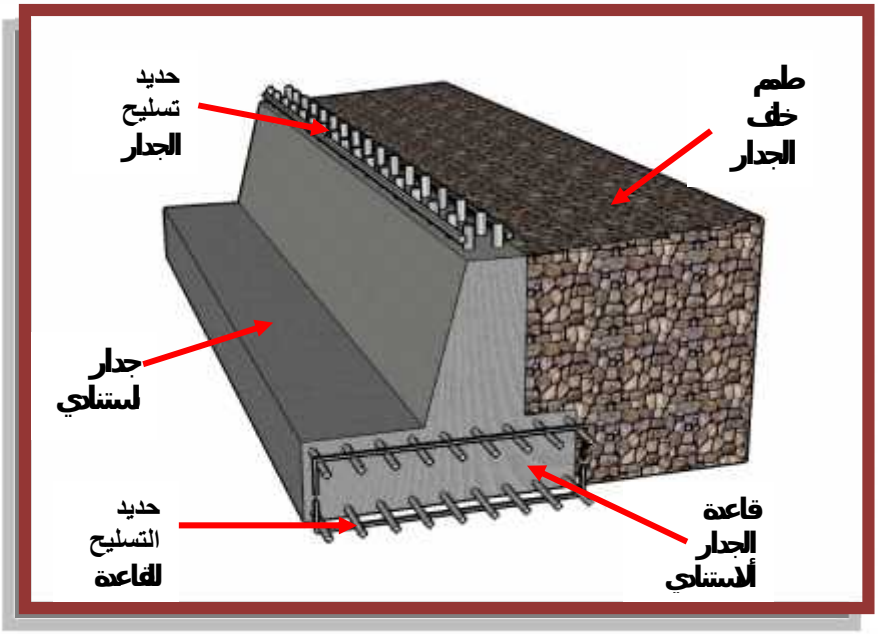


الشكل (٣-١٦) :قاعدة أللبشة تحوي عدة أعمدة

أما بالنسبة للأساسات العميقة (Deep Foundations) هي الأساسات التي يكون فيها عمق التأسيس مختلف باختلاف نوع المنشأ ونوع التربة إذا انه يكون على عمق يزيد عن (٥-٧) متر ، ويمثل في الأغلب على شكل خازوق تكون على شكل اسطوانات أي أن مقطعها يكون دائري ، ويقسم الأساس العميق إلى نوعين أساس يعتمد على الارتكاز وأخر يسمى أساس الاحتكاك ويمكن أن يجمع بين النوعين .

(٣-4-٦) الجدران الاستنادية :

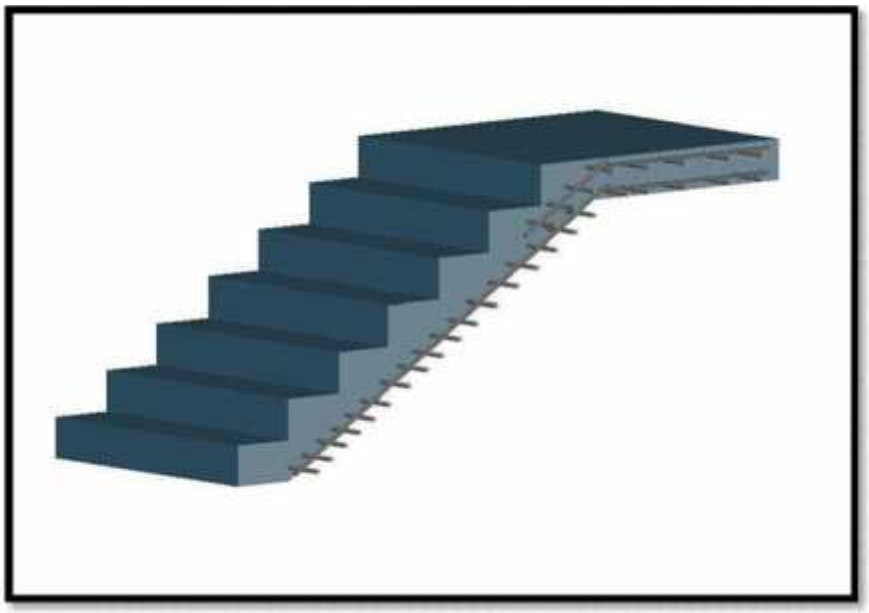
سيتم استخدام الجدران الاستنادية في طابق التسوية للمنشأ ، و ذلك كون أن التسوية تقع تحت منسوب الأرض الطبيعية ، و سيتم عمل تصميم لهذه الجدر بشكل مفصل ، هناك عدة أنواع من الجدران الاستنادية من أهمها الجدار ألاستنادي الداعم (Cantilever) ، والشكل (٣-١٧) يبن شكل الجدار المستخدم :



الشكل (٣-١٧) : جدار لستناي من نوع داعم

(٣-٤-٧)الأدراج:

الدرج هو عنصر إنشائي يستخدم للانتقال من مستوى إلى مستوى آخر، ويتم التعامل معها في عملية التصميم كبلاطة مصمتة.



الشكل (٣-١٨) الدرج

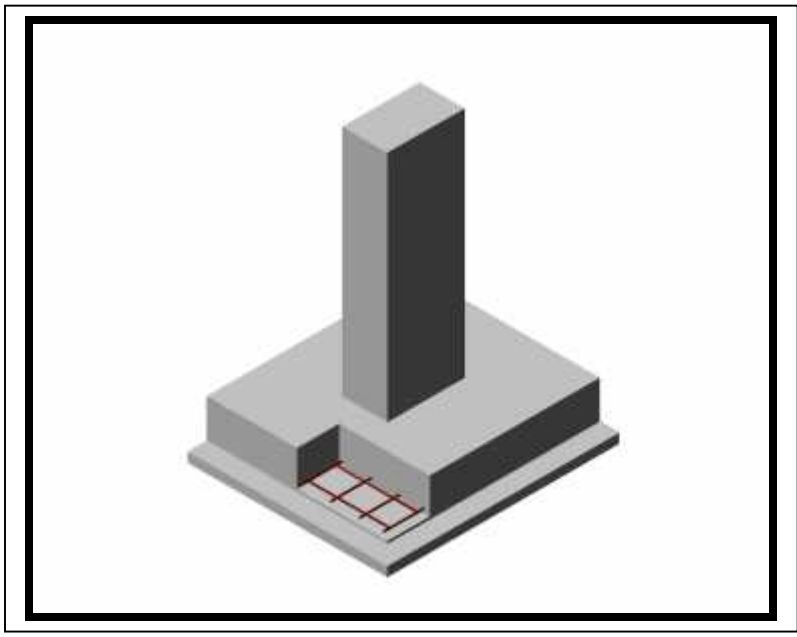
(٣-٤-٨)فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من ٤٠ إل ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥ م في الناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسب المياه من خلال فواصل التمدد .

13 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)F 1: (



4.13.1 Load Calculation:

From Column :

Factored load =3850 KN

Soil weight =18 KN/m^3

Soil depth =1.0 m

Column geometry 60*45 cm

Allowable soil pressure =500 KN/m^2

$$Pu = 3850Kn$$

$$Cw = 25*0.6*0.45*16 = 108Kn$$

$$Sw = 18*3*1 = 54Kn$$

$$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$$

$$Pu_T = 3850 + 1.2*108 + 1.2*54 = 4444.5Kn$$

Total service load =2871 +108 +54 =3033 KN

Where :

Cw :Column weight

Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

Pu_T :Total load on foundation

4.13.2 Design of Footing Area:

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

Allowable soil pressure =500 KN/m²

Area)A = (Total service load / Soil Pressure

= 3033 KN /500 KN/m²

= 6.1m^2

Try 2.6m *2.6m Area = 6.76m^2 > Required Area =6.1 m^2

For the design of the renforce concrete member, factored load must be used :

Pu =1360 KN

$$\pm_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{4444.4}{6.76} = 657KN/m^2 < 1.4*500 = 700KN/m^2 .....OK$$

4.13.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = h_{min} = 75 cm … ..d =75-7-1 =67 cm

- **Check for one way shear strength**

$Critical\ \ Section\ \ at\ \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.75}{2}+0.67=1.045m$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=657*(\frac{2.6}{2}-1.045)*2.6=436KN$

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

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2600*670=1066Kn$

$¤.Vc=1066KN\geq Vu=436KN$

$\therefore\ \ Safe$

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

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

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

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

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

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{60}{45}=1.33$$

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

$b_o=4d+2a+2b=4*0.67+2*0.45+2*0.6=4.78m$

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C=¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.33}\right)*\sqrt{24}*4780*670=4911Kn$$

$$¤.V_C=¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{12}*(7.41)*\sqrt{24}*4580*620=7271Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4780 * 670 = 3922Kn$$

$$¤.V_C = 3922Kn \ \ ..... \ Control$$

$$Vu_C = \left[2.6 * 2.6 - \{(0.45 + 0.67) * (0.6 + 0.67)\}\right] * 657 = 3507KN$$

$$¤.Vc = 3922Kn > Vu_C = 3507Kn..... \quad satisfied$$

4.13.4 Check transfer of load at base of column:

$$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$$

$$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (600 * 450)]/1000 = 3580Kn$$

$$But \ \ Pu = 3850 \geq ¤.Pn = 3580$$

$\therefore$ Dowels are required for load transfer.

In column

$$As = \frac{\frac{Pu}{¤} - Pn}{Fy}$$

$$As = \frac{\frac{3850}{.65} - 5508}{420}$$

$$As = 989mm^2$$

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 600 * 450 = 1350mm^2$$

$$Select \ \ 20\Phi 10$$

$$As_{Provided} = 1560mm^2 > As_{Req.}$$

In footing

$$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'A1\sqrt{\frac{A2}{A1}})$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{2.6 * 2.6}{0.6 * 0.45}} = 5 \geq 2$$

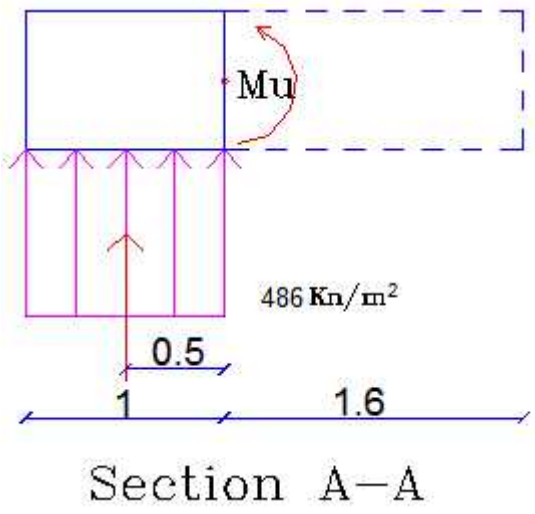
$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 2$$

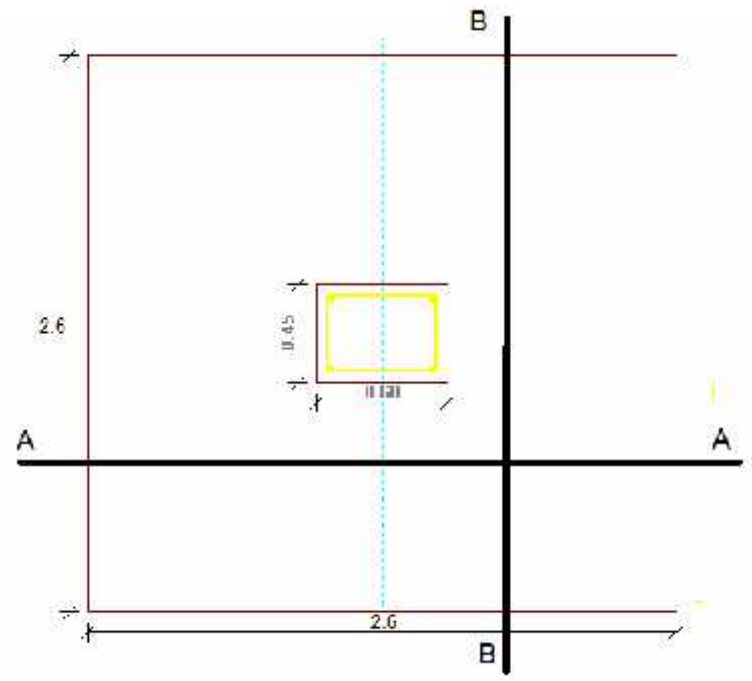
$$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * 0.6 * 0.45 * 2 * 1000 = 7160Kn$$

$$But \ \ Pu = 3850 \leq ¤.Pn = 7160$$

4.13.5 Design for Bending Moment:

At section A-A





$$Mu = 486*(1*2.6)*0.5 = 631.8 Kn.m$$

Using Reinforced Concrete .

$$Mn = \frac{631.8}{0.9} = 702 KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{702\times10^6}{2600\times670^2} = 0.6 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.6}{420}}\right) = 0.00145$$

$$As_{\text{Req.}} = \rho * b * d = 0.00145*2600*670 = 2526\ mm^2$$

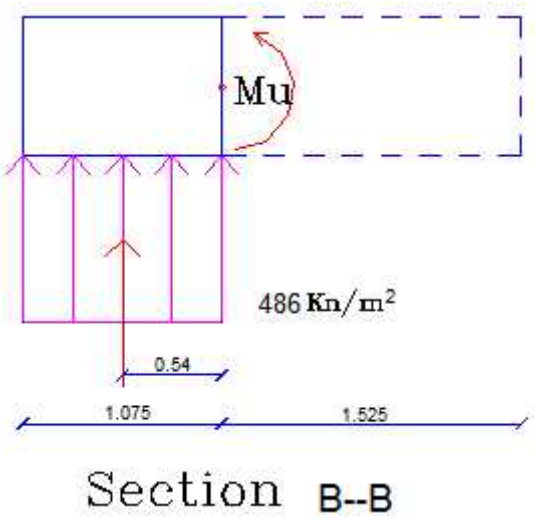
$Check\ \ As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*2600*750 = 3510 m^2$$

$$\therefore As = 3510 mm^2$$

$Select\ \ 23¤14....As_{\text{Provided}} = 3542 mm^2 > 3510 mm^2 .....ok$

At section B-B



Section B--B

$$Mu = 486*(1.075*2.6)*0.54 = 733.5Kn.m$$

$$Mn = \frac{733.5}{0.9} = 815KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{815\times10^6}{2600\times670^2} = 0.7Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.7}{420}}\right) = 0.0017$$

$$As_{Req.} = \rho*b*d = 0.0017*2600*670 = 2955mm^2$$

$Check \quad As_{\min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*2600*750 = 3510mm^2$$

$$\therefore As = 3510mm^2$$

$Select$ 23¤14....$As_{Provided} = 3542mm^2 > 3510mm^2$.....$ok$

4.13.6 Check for Strain :

Tension =Compression

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

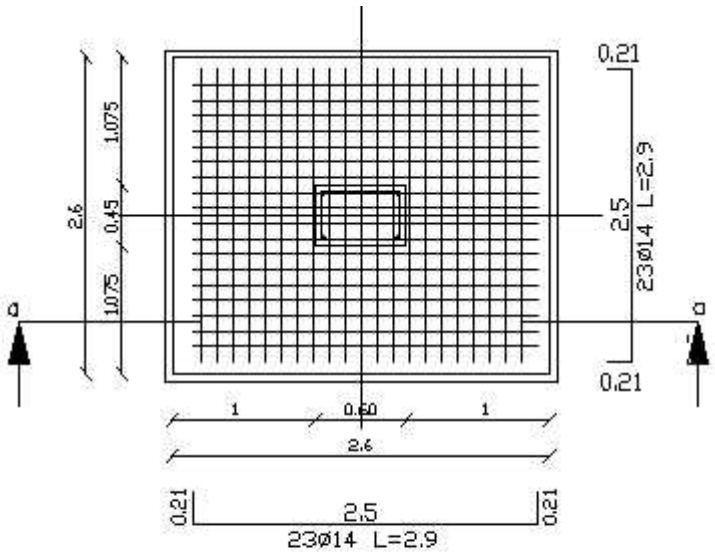
$$3510*420 = 0.85*24*2600*a$$

$$a = 27.8mm$$

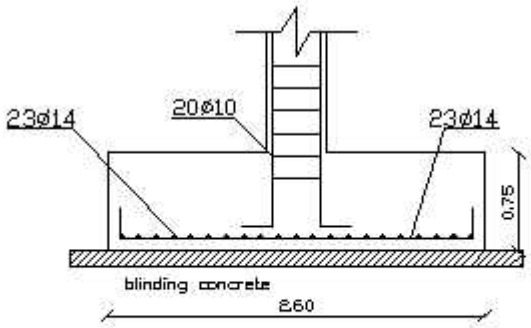
$$x = \frac{a}{1} = \frac{27.8}{0.85} = 32.7$$

$$\varepsilon_s = \frac{670-32.7}{32.7}*0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.058 > 0.005 \qquad .....OK$$



Bottom reinforcment



SECTION a-a

4-9 Design Mat footing under Elevator :

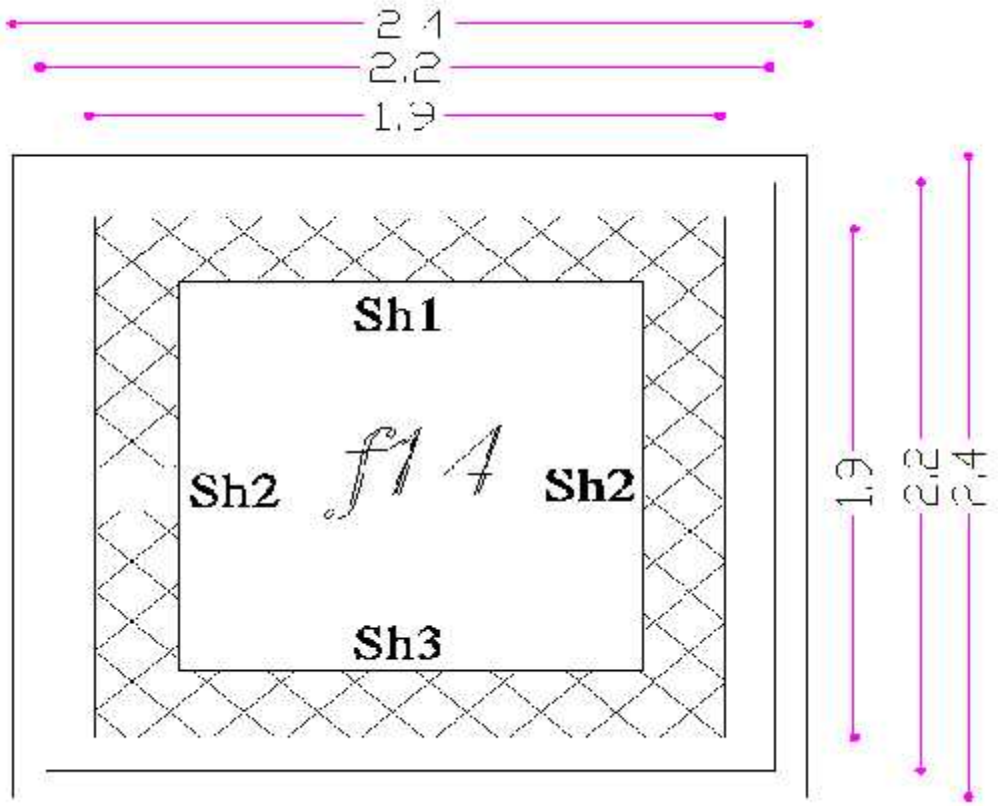


Figure (4-18) Top view of Mat Foundation(Under Elevator)

4-9-1 Load calculations :

Sh1

$\mathbf{D_{wal}}$=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

Dead load from ribbed slab =70 KN/m

Live load from ribbed slab =40 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125+70) + (1.6 *40)+26 =324 KN/m

Pu =324 *1.4 =454 KN

Sh2

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125) + 26 =176 KN/m

Pu =176 *1.9 =335*2=670 KN

Sh3

D_{wal}=0.25*25*20*1.0 = 125 KN/m

qu from solid slab =26 KN/m

qu =1.2*(125)+=26 176 KN/m

Pu =176 *1.4 =246 KN

Total Pu =454 +670 +246= 1370 KN

Determination of the area of footing :

A_{req}= Pu / 1.4*¢*all* = 1370/ 1.4*500 = 2 m^2.

Select $A_{provided}$ = 2.2*2.2= 4.84 m^2 > 2m^2……. See figure (4-18)

4.16.4 Design of shear

$$d = 40 - 7.5 - 1 - 1 = 30.5cm$$

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

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 305 = 411\,KN$$

$$Vu_{\max} = 25\,KN / m$$

$$\text{¤}.Vc = 411\,KN > Vu = 25\,KN \ldots\ldots\ldots .OK$$

4.16.5 Design of bending moment

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

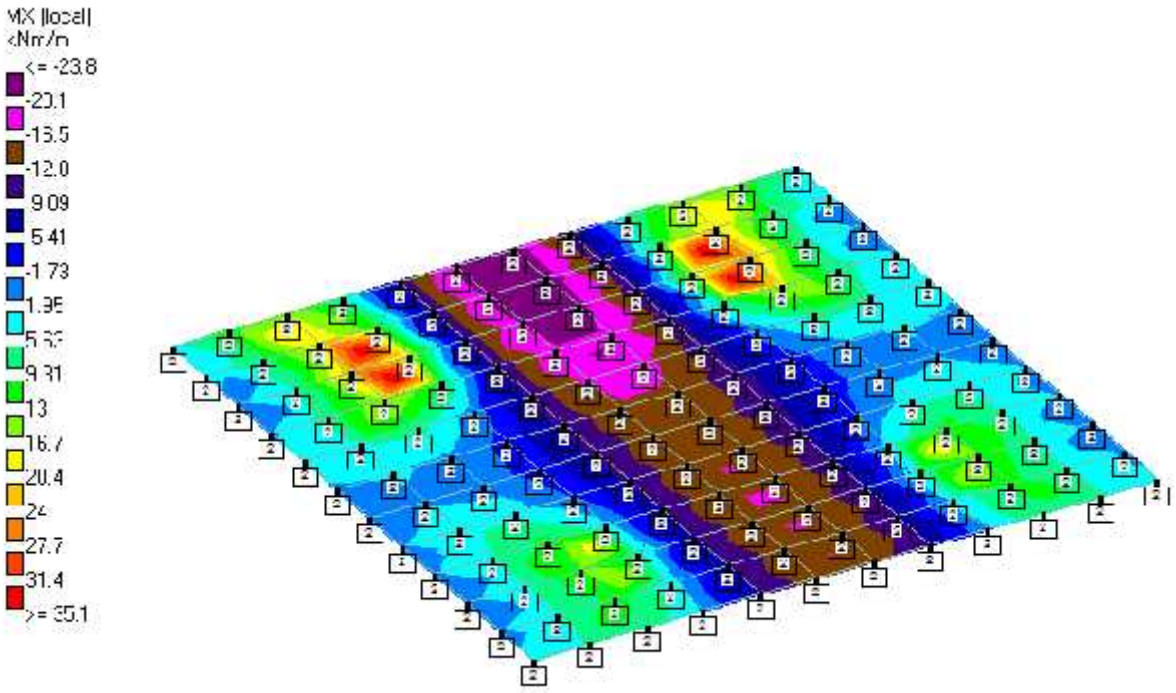


Fig).4.17 (Moment in X-direction

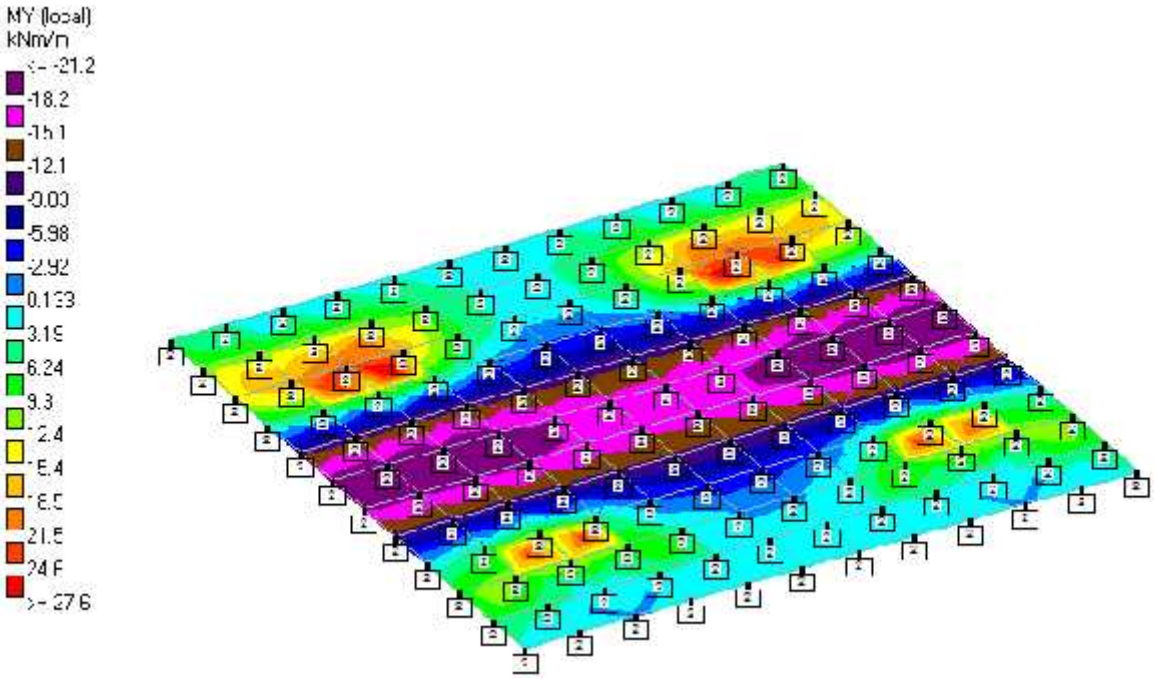


Fig).4.18 (Moment in Y-direction

4.16.5.1 Design In X-directions:

h =40 cm

d =40 – 7.5 – 1 -1 =30.5cm.

Fy =420 Mpa.

fc' =24 Mpa

Design of positive moment

$+ve \quad Mu_{X} = 35.1 KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{35.1}{0.9} = 39\,KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^{2}} = \frac{39 * 10^{6}}{1000 * 305^{2}} = 0.42\,Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 20.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.42}{420}}\right) = 0.001$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.001 * 1000 * 305 = 305 \quad mm^{2}$$

$$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \ e \quad = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \quad mm^{2}$$

$As = 720\,mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select\ ¤14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\,mm^{2} > As_{req} = 720\,mm^{2}$$

Design of negative moment

$-ve \quad Mu_{X} = -23.8 KN.m$

$$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \ e \quad = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720\,mm^{2}$$

$As = 720\,mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select\ ¤14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\,mm^{2} > As_{req} = 720\,mm^{2}$$

4.16.5.2 Design In Y-directions:

Design of positive moment

$+ve \quad Mu = 27.6 KN.m$

$$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \ e \quad = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \quad mm^{2}$$

$As = 720\ mm^{2}$ ..... *Control*

$$Select\ ¤14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{® * 1.4^{2}}{4}\right) = 770\ mm^{2} > As_{req} = 720\ mm^{2}$$

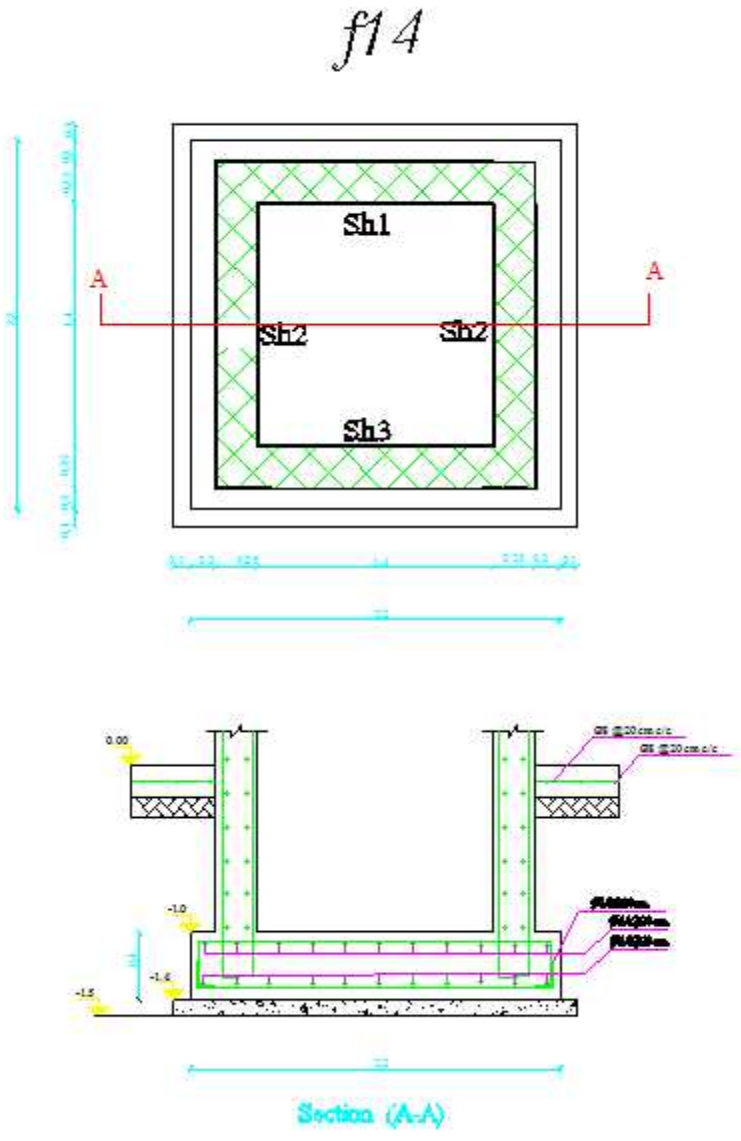
Design of negative moment

$-ve \;\; Mu = -21.2\,KN.m$

$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 400 = 720 \;\; mm^2$

$As = 720\ mm^2 ..... Control$

$Select\ \text{¤}14\ @\ 20\,cm \Rightarrow As = \frac{100}{20} * \left(\frac{\text{®} * 1.4^2}{4} \right) = 770\ mm^2 > As_{req} = 720\ mm^2$



Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

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

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

Notes:

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

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

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

Table(4-1) MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

Table (4-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

جدول رقم (١)

أوزان المواد

المـادة	الوزن (كن/م٣)
الإسمنت سائب وفي أكياس	16.000
الرمل الطبيعي (غير مدموك)	14.200
الرمل الطبيعي (مدموك)	16.400
الركام الطبيعي (غير مدموك)	18.000 – 15.000
الركام الناعم ناتج عن كسر الحجر الجيري (غير مدموك)	13.900
الركام الناعم ناتج عن كسر الحجر الجيري (مدموك)	15.900
الركام الخشن ناتج عن كسر الحجر الجيري (فوليه ، غير مدموك)	12.400
الركام الخشن ناتج عن كسر الحجر الجيري (فوليه ، مدموك)	14.500
الركام الخشن ناتج عن كسر الحجر الجيري (عدسية ، غير مدموك)	12.900
الركام الخشن ناتج عن كسر الحجر الجيري (عدسية ، مدموك)	14.600
الركام الخليط (فوليه وعدسية ، غير مدموك)	12.900

جدول رقم (٦)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـلم	خـاص		كن/م٢	كن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميـع الغـرف بمـا فـي ذلـك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيـلات والمستشفيات	غـرف النـوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبة ومـا شابهـا	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسـارح ودور السـينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعات الرياضية المغلقة	مقاعد ثابتة مقاعد غير ثابتة	4.000 5.000	- 3.600