جـامـعة بولـيتكنك فلسطـين

كـلية الـهندسة والتكنولوجـيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

هندسة مدنية فرع هندسة المباني

الخليل- فلسطين

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ " فندق سياحي "في مدينة رام الله

فـريق العمل

عبير عيسى سواد **ولاء محمود أبو عصبة**

ألاء منير عوض **إيثار محمد مرعب**

إشراف :

د. نافذ ناصر الدين

٢٠١٤م

جـامـعة بولـيتكنك فلسطين

كلـية الـهندسة والتكنولوجـيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

هندسة مدنية فرع هندسة المباني

الخليل- فلسطين

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ " فندق سياحي " في مدينة رام الله

فـريـق الـعمـل

عبير عيسى سواد **ولاء محمود أبو عصبة**

ألاء منير عوض **إيثار محمد مرعب**

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.

مقدمة

توقيع مشرف المشروع		**توقيع رئيس الدائرة**
د. نافذ ناصر الدين	**توقيع اللجنة الممتحنة**	د. غسان دويك
.....	.....	.....

٢٠١٤م

الإهداء

مع اشراقة كل فجر...

وبزوغ الشمس التي تحمل معها كل محبة ودفء وأمل ...

مع تغريد كل طير...

وتلحين انغامه على وتر الحرية ...

نهدي بحثنا هذا:

الى كل صامد في أرض هذا الوطن الحبيب ...

الى كل من فدى روحه ليروي أزهار بلاده ...

الى كل عاشق لتراب وطنه فلسطين ...

الى كل اسير وجريح وشهيد ...

الى كل من ضحى من اجل الاخرين ...

الى عرين المقاومة وشرف امة فلسطين ...

الى الاسود الرابضة خلف القضبان ...

الى كل من يسعى لاعمار هذا الصرح الكبير الى من حضننا من اجل تعليمنا الى دكتورنا العزيز والى جامعتنا جامعة بوليتكنيك فلسطين ...

فـريـق الـعـمـل...

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل الذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه، فحمداً حمداً لا ينتهي عند حد ولا ينقطع عند أجل.

وفي هذا المقام لا يسعنا إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا؛ إلى كل من ساهم في إنجاز بحثنا هذا، متّحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

ونخص بشكرنا وتقديرنا دكتورنا الفاضل نافذ ناصر الدين المشرف والموجه والمعلم، الذي لم يتوان، ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا، ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا الى زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسسنا بمتعة البحث ، ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

وختاماً القول مسك، فالشكر كل الشكر إلى أبآئنا وأمهاتنا وإخواننا الذين كان لهم الدور الأكبر في الوصول إلى ما وصلنا إليه، ولعلنا نوفيهم حقهم ببلوغنا رضاهم جميعاً.

فـريق الـعـمـل...

خـلاصة المشروع

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ " فندق سياحي "في مدينة رام الله

فـريق العمل

عبير عيسى سواد **ولاء محمود أبو عصبة**

ألاء منير عوض **إيثار محمد مرعب**

إشراف :

د. نافذ ناصر الدين

٢٠١٤م

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من عقدات وجسور وأعمدة وأسلسات وجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.
يتكون المشروع من عشرة طوابق ذات تنوع خدماتي ، وهو عبارة عن مؤسسة معقدة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتعقيد وعدم التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى صعوبة في التصميم الإنشائي للمشروع .

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لفندق سياحي تتوفر فيه كافة المتطلبات التي تعمل على توفير جو ملائم للزوار، عن طريق توفير الشقق والاجنحة التي تحتوي على جميع متطلبات الزوار.ويتكون المشروع من عدة مراحل تتمثل بدايةً بالتدقيق المعماري للمخططات،وقد تم اختيار العناصر الانشائية المختلفة من اعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع.وبعد ذلك تم البدء بمرحلة التصميم الانشائي لبعض العناصر الانشائية، وتصميم باقي العناصر بمساعدة بعض البرامج التصميمية الانشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية.

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ,ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C- 97) ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 08) ,ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Atir12, Autocad2010, Office2010, و Etabs و safe وغيرها.

وا ولي التوفيق .

Structural Design For Hotel building in Ramallah

Prepared by

Abeer Suwad **Walaa Abo Asabeh**

Alaa Awad **Ethar Mer'eb**

Palestine Polytechnic University -2013

Supervisor

Dr. Nafez Naser Al-Deen

Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls and other structural elements.

It is worth mentioning the code has been used to determine the Jordanian live loads, seismic loads and to determine the use of(UBC-97), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code (ACI_318-08), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2010, Office2010, Atir12.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building is complete.

After designing this project and the work of what has been said is expected to conclude a number of results and projections is to link the information that has been studied in the courses different, and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

فهرس المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
تقرير مقدمة المشروع	I
تقييم مقدمة مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	IX
List of abbreviations	X
فهرس الجداول	XII
فهرس الصور	XIII
List of Figures	XIV
الفصل الأول : المقدمة	١
1-١ المقدمة	٢
١-٢ أهداف المشروع	3
١-٣ اسباب اختيار المشروع	٣
١-٤ نطاق المشروع	٤
١-٥ موقع المشروع	٤
١-٦ المسلمات	٤
١-٧ مراحل المشروع	٤
١-٨ التوقيت الزمني للمشروع	٥
الفصل الثاني : الوصف المعماري	٦
٢-١ مقدمة عامة	٧
٢-٢ موقع المشروع	٧
٢-٣ فكرة المشروع	٧
٢-٤ عناصر المشروع	٨
٢-٤-١ الموقع العام	٨
٢-٤-٢ محتويات المبنى حسب الادوار	٨
٢-٤-٢-١ طابق التسوية الثالث	٨
٢-٤-٢-٢ طابق التسوية الثاني	٩
٢-٤-٢-٣ طابق التسوية الاول	١٠
٢-٤-٢-٤ الطابق الارضي	١١
٢-٤-٢-٥ طابق الميزان	١٢
٢-٤-٢-٦ الطابق الاول	١٣
٢-٤-٢-٧ الطابق الثاني	١٣
٢-٤-٢-٨ الطابق الثالث	١٤
٢-٤-٢-٩ الطابق الرابع	١٥
٢-٤-٢-١٠ الطابق الخامس	١٥
٢-٤-٣ الواجهات	١٦
٢-٤-٣-١ الواجهة الشرقية	١٦
٢-٤-٣-٢ الواجهة الشمالية	١٧
٢-٤-٣-٣ الواجهة الجنوبية	١٨
٢-٤-٣-٤ الواجهة الغربية	١٨

الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	١٩
٣-١ مقدمة	٢٠
٣-٢ هدف من التصميم الإنشائي	٢٠
٣-٣ الاختبارات العملية	٢٠
٣-٤ مراحل التصميم الإنشائي	٢١
٣-٥ الأحمال المؤثرة على المبنى	٢١
٣-٥-١ الاحمال الميتة	٢١
٣-٥-٢ الاحمال الحية	٢٢
٣-٥-٣ الاحمال البيئية	٢٣
٣-٥-٣-١ احمال الرياح	٢٣
٣-٥-٣-٢ احمال الثلوج	٢٥
٣-٥-٣-٣ احمال الزلازل	٢٦
٣-٦ العناصر الانشائية المكونة للمبنى	٢٨
٣-٦-١ العقدات	٢٨
٣-٦-٢ الادراج	٢٩
٣-٦-٣ الجسور	٣٠
٣-٦-٤ الاعمدة	٣٠
٣-٦-٥ جدران القص	٣١
٣-٦-٦ الاسلس	٣٢
٣-٦-٧ فواصل التمدد	٣٢
٣-٦-٨ الجدران الاستنادية	٣٣
الفصل الرابع : structural analysis and design	٣٤
4-1 Introduction	٣٥
4-2 design method and reqirement	٣٥
4-3 comarison between the thickness of one way and two way	٣٦
4-4 design of topping	٤٠
4-5 design of one way (rib 2) part (A)	٤١
4-6 design of two way (rib 5) part (B)	٤٦
4-7 design of beam (G2) part (A)	٥٣
4-8 design of column	٥٩
4-9 design of stairs part (A)	٦٣
4-10 design of basement wall part (B)	٦٨
4-11 design of isolated footing	٧١
الفصل الخامس:الملاحق	٧٨
٥.١ **Appendix A: Architectural Drawings**	٧٩
٥.٢ **Appendix S : Structural Drawings**	٨٠
٥.٣ **Appendix c**	٨١
٥.٤ **المصادر و المراجع**	٨٣

List of Abbreviations

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

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

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني لاعداد المشروع	٥
١-٣	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة حسب الكود الاردني	٢٢
٢-٣	الأحمال الحية لعناصر المبنى حسب الكود الاردني	٢٣
٣-٣	احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الاردني	٢٥

فهرس الصور

رقم الصورة	اسم الصورة	رقم الصفحة
٢-١	قطعة الارض والبناء المقترح	٨
٢-٢	مخطط طابق التسوية الثالث	٩
٢-٣	مخطط طابق التسوية الثاني	١٠
٢-٤	مخطط طابق التسوية الاول	١١
٢-٥	مخطط الطابق الارضي	١٢
٢-٦	مخطط الطابق الاول	١٢
٢-٧	مخطط الطابق الثاني	١٣
٢-٨	مخطط الطابق الثالث	١٤
٢-٩	مخطط الطابق الرابع	١٤
٢-١٠	مخطط الطابق الخامس	١٥
٢-١١	مخطط الطابق السادس	١٦
٢-١٢	الواجهة الشرقية	١٧
٢-١٣	الواجهة الشمالية	١٧
٢-١٤	الواجهة الجنوبية	١٨
٢-١٥	الواجهة الغربية	١٨
٣-١	الاحمال الميتة في المباني	٢١
٣-٢	احمال الرياح في المبنى	٢٣
٣-٣	صورة طبيعية تبين احمال الثلوج على المنشآت	٢٥
٣-٤	خارطة تبين توزيع الماطق الزلزالية في فلسطين	٢٧
٣-٥	بلاطات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٦
٣-٦	بلاطات العصب ذات الاتجاهين	٢٧
٣-٧	شكل الدرج	٢٨
٣-٨	الجسر الخرساني المسحور	٢٩
٣-٩	الجسر الخرساني الساقط	٣٠
٣-١٠	مقطع العمود	٣١
٣-١١	مقطع جدار حامل مقاومة لقوى القص	٢٦
٣-١٢	الاساس المفرد	٢٧
٣-١٣	جدار استنادي	٢٨

List of Figures

Figure #	Description	Page
4-1	One way rib slab-exterior span	36
4-2	One way rib slab-interior span	37
4-3	One way rib slab-cantilever span	37
4-4	One way rib slab section	37
4-5	Topping load	40
4-6	One way rib slab	41
4-7	Rib geometry	42
4-8	Loading of rib	42
4-9	Moment envelop of rib	42
4-10	Shear envelop of rib	42
4-11	Two way ribbed slab	46
4-12	Two way ribbed slab section	47
4-13	Beam plan	53
4-14	Beam geomtry	54
4-15	Moment envelop of beam	54
4-16	Shear envelop of beam	55
4-17	Place of column C4 in the third basement floor	59
4-18	Section of column	62
4-19	Stair plan	63
4-20	Stair section	65
4-21	Load in basement wall	68
4-22	Load & shear & moment envelop for basement wall	69
4-23	Isolated footing	72
4-24	One way shear strength	73
4-25	Details of footing	77

CHAPTER

1

المقـــدمـة

1.1 مقدمة عامة

1.2 مشكلة البحث

1.3 الهدف من المشروع

1.4 أسباب اختيار المشروع

1.5 نطاق المشروع

1.6 موقع المشروع

1.7 المسلمات

1.8 مراحل المشروع

1.9 التوقيت الزمني للمشروع

1.1 مقدمة عامة

سكن... أمان... واستقرار، كلمات لم يبرح الانسان تحقيقها عبر الأزمنة الغابرة فمنذ فجر التاريخ بحث الانسان عن مأوى يقيه برد الشتاء وحرارة الصيف، فاتخذ من الجبال والوديان والكهوف بيوتاً، واستخدم الشجر والحجر ليبني مسكنه المتواضع، ولكن طموح الانسان يخطو خطوات متسارعة في تطوير الاعمار والبناء.

ونظراً لتعدد الخدمات التى يتطلبها السائح فيجب الحرص على تقديمها بأفضل شكل وادخال أساليب جديدة لتطويرها واستخدام الأسلوب الابتكاري عن طريق اعتماد أبحاث السوق والدعاية والاعلان؛ فالاهتمام بنوعية الخدمات التى يتم تقديمها من أهم عناصر النجاح فى عملية التسويق السياحي، فلا بد من دراسة سلوك السائح وردود أفعاله تجاه الخدمات التى تقدم من أجله، لذا لابد من حسن اختيار الخدمات السياحية وخاصة الفنادق.

ومن منطلق التطور العمراني والانشائي المستمر في فلسطين، وخصوصا مع توفر انواع الحجارة المختلفة، ووجود الفنين المهرة القادرين على تشكيل الحجارة بصورة فنية في غاية الدقة والجمال و الروعة، ورغبة فئة غير قليلة من الشعب الفلسطيني وخصوصاً في منطقة رام الله في توفير الراحة للنزلاء الجدد، كان توجهنا في هذا المشروع لاختيار تصميم فندق سياحي بالشكل غير المنتظم وبتعدد المناسيب وتعدد مواد البناء من حجر وخرسانة، لنكون قادرين على تغطية جميع الأعمال الانشائية التي سيتم استخدامها في المنشأ، بما يضمن تحقيق تصميم انشائي سليم لمقاومة القوى الواقعة عليه بما يحقق المواصفات والمعايير الهندسية المطلوبة .

1.2 مشكلة البحث

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لفندق سياحي الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور...الخ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأة ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

1.3 أهداف المشروع

1.3.1 أهداف معمارية:

من أهم الأمور التي يبحث عنها الشخص عند اختياره لمسكنه أن يحقق هذا المسكن الراحة النفسية والأمان . ويعد الشكل المعماري والألوان المستخدمة من الأمور التي تحقق هذه الراحة ، كما يعد الطابع المعماري والذوق الفني المستخدم في المنبى دليل على تطور المنطقة وحضارتها.

1.3.2 أهداف إنشائية:

التحليل والتصميم الإنشائي للفندق وإظهار القوة الإنشائية لها حيث سيتم إعداد مخططات إنشائية من الجسور والأعمدة والعقدات والأساسات ليكون جاهز للتنفيذ بحيث لا يؤثر على التصميم المعماري المصمم، وبذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

1.3.3 أسباب اختيار المشروع:

تعود أسباب اختيار المشروع الى عدة أمور منها:

١- اكتساب المهارة في تصميم العناصر الإنشائية للمبنى، وزيادة المعرفة بالنظم الإنشائية المستخدمة بالإضافة إلى اكتساب المعرفة بالنظم الانشائية قليلة الاستخدام وكسر الروتين التصميمي المكون من أعصاب وجسور وأعمدة خرسانية والتي نراها تتكرر بشكل كبير في العديد من المباني.

٢- تعدد العناصر الإنشائية في المبنى وتنوعها حيث نجد فيه عقدات خرسانية وأعمدة خرسانية وواجهات من الزجاج وجدران حاملة وجدران القص...الخ.

٣- وجود المظهر الجمالي في المبنى.

٤- تقديم مشروع مميز الى دائرة الهندسة المدنية كمشروع تخرج للحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية بتخصص هندسة مباني.

1.5 نطاق المشروع

يحتوي هذا المشروع على :

- الفصل الأول : يتضمن مقدمة عامة عن المشروع .
- الفصل الثاني : يتضمن الوصف المعماري للمشروع .
- الفصل الثالث : يتضمن الوصف الإنشائي للمشروع .
- الفصل الرابع : يتضمن تحليل وتصميم العناصر الإنشائية .
- الفصل الخامس : النتائج والتوصيات .
- الفصل السادس : المخططات المعمارية والإنشائية .

1.6 موقع المشروع

تقع قطعة الأرض التي سيقام عليها مشروع الفندق في مدينة رام الله .

1.8 المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

1.7 مراحل المشروع

يمكن تلخيص مراحل إعداد المشروع بالنقاط التالية :

- إعداد المخططات المعمارية للمشروع .
- القيام بتوزيع الأعمدة والجسور بحيث لا تتعارض مع العناصر المعمارية والتقسيمات المختلفة التي وضعها المصمم المعماري .

- دراسة المبنى بحيث يتم تحديد العناصر الإنشائية ، والأحمال الواقعة على المبنى واعتماد الأنظمة الإنشائية له .
- التصميم الإنشائي الكامل لهذه العناصر .
- إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي يحتويها المبنى .
- كتابة المشروع وتقديمه.

1.8 التوقيت الزمني للمشروع

- بداية تم إعطاءنا التعليمات الخاصة بوقت بداية ونهاية تسليم المشروع، وتحضير المخططات والتسليم النهائي.
- الجدول الزمني الذي يتبع في المشروع كالتالي:

الأنشطة / الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
اضافة واعادة توزيع الاعمدة														
دراسة المبنى انشائيا														
التحليل والتصميم الانشائي للاعصاب														
التحليل والتصميم الانشائي للجسور														
التحليل والتصميم الإنشائي للاعمدة														
التحليل والتصميم الإنشائي للجدران الحاملة														
التحليل والتصميم الإنشائي للأدراج والبئر														
التحليل والتصميم الإنشائي للاساسات														
ترتيب الرسومات														

جدول (1-1): الجدول الزمني لإعداد المشروع

CHAPTER

2

الوصف المعماري

الوصف المعماري

2.1 مقدمة .

2.2 موقع المشروع .

2.3 فكرة المشروع .

2.4 عناصر المشروع .

2.4.1 الموقع العام .

2.4.2 محتوى المبنى حسب الأدوار .

2.1 مقدمة عامة

ان الوصف المعماري لأي مبنى حاجة ماسة لنجاح المشروع، اذ يساعد على فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى ، وتبين ميزات كل جزء من أجزائه حسب اختلاف نوعه والحاجة التي انشأ من أجلها ، وأهم ميزات المبنى السكني توفير الراحة والأمان وكافة الخدمات لساكنيه ، ولا سيما مواكبة التكنولوجيا الحديثة في الشكل والمواد المستخدمة.

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل منظمة ومتتالية حتى يتم إنجازه على أكمل وجه ، وكذلك لإقامة أي بناء لابد من تصميمه من ناحيتين (الناحية المعمارية و الناحية الإنشائية) بحيث تكون الواحدة منهما مكملة للأخرى ، وتبدأ هاتين المرحلتين بمرحلة التصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الإعتبار وتحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة بأفضل الإقتراحات ، إذ يجري توزيع الأولى لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ، ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الإنتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، والمواد المستخدمة ، وذلك اعتماداً على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي ستقوم بدورها بنقل الأحمال بشكل متتالي من الجسور الى الأعمدة فالأساسات في التربة ، وذلك كله دون احداث أي خلل أو تغير في التصميم المعماري في للبناء .

2.2 موقع المشروع

يقع المشروع على قطعة أرض تبلغ مساحتها ٥٠٠٠ متر مربع في مدينة رام الله.

2.3 فكرة المشروع

تكمن فكرة المشروع في إنشاء فندق تجاري متكامل الخدمات حيث يجد النزلاء فيها كل ما يلزمهم من وسائل الراحة بالإضافة الى الشكل المعماري المتميز بجماله ، وقد اختار المصمم شكل المبنى حيث يتوفر فيه الاتزان و الثبات ، وقام بترتيب الأدوار بحيث يعامد كل منهما

الآخر ، مما يعطي شكلا أجمل، واستخدم المصاعد لتسهيل التنقل بين الطوابق ، المقصد من اختيار هذا المشروع إجراء حساباته الإنشائية .

2.4 عناصر المشروع

يتكون البناء من عشرة طوابق من ضمنها الطابق الأرضي و ثلاث طوابق تسوية، يمكن تفصيلها على النحو التالي :

2.4.1 الموقع العام

يوجد مدخلان الى قطعة الأرض ، تحتوى الأرض مبنى واحد وهو المقصود في هذا المشروع. المساحة التي يقام عليها المبنى لا تتجاوز ٥٠% من مساحة قطعة الأرض والمساحة كافية لإنشاء الحديقة.

صورة(٢-١): قطعة الأرض والبناء المقترح

2.4.2 محتويات المبنى حسب الأدوار

2.4.2.1 طابق التسوية الثالث:

تبلغ مساحة الطابق الأرضي ٢١٧٠.٤٦ متر ويتم الوصول اليه من خلال مدخل من الواجهة الغربيه لتدخل اليه السيارات ويتم الانتقال اليه من الطوابق من خلال المصاعد و الادراج. ويحتوي هذا الطابق على :

- موقف للسيارات .

صورة(٢-٢): مخطط طابق التسوية الثالث

2.4.2.2 طابق التسوية الثاني:

تبلغ مساحة الطابق الأرضي ٢١٧٠.٤٦ متر ويتم الوصول اليه من خلال مدخل من طابق التسويه الثاني لتدخل اليه السيارات ،ويتم الانتقال من الطوابق عن طريق المصاعد و الادراج. ويحتوي هذا الطابق على :

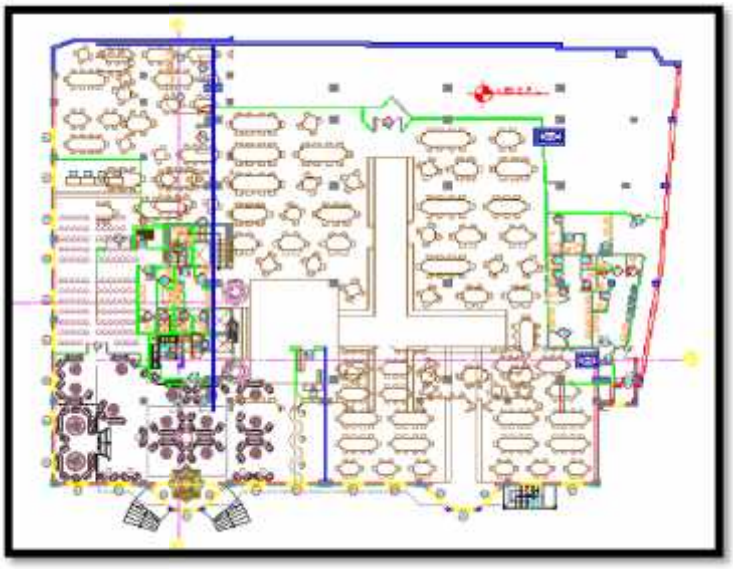
- موقف للسيارات.
- بئر ماء.

صورة(٢-٣): مخطط طابق التسوية الثاني

2.4.2.3 طابق التسوية الاول:

تبلغ مساحة الطابق الأرضي ٢٤٢٨.٦٤ متر ويتم الوصول اليه من خلال مدخلين من الواجهة الاماميه ومدخل من الواجه الشرقيه من منسوب الشارع،ويتم النتقال من الطوابق عن طريق المصاعد و الادراج. ويحتوي هذا الطابق على :

- قاعة افراح.
- قاعة اجتماعات .
- مطعم.
- حمامات.
- مكتب الادارة.



صورة(٢-٤): مخطط طابق التسوية الاول

2.4.2.4 الطابق الأرضي :

تبلغ مساحة الطابق الأرضي ٢٢٢٤.٣٣ متر مربع، ويتم الوصول اليه من خلال مدخلين من الواجهة الامامية و ويتم التنقال من الطوابق عن طريق المصاعد والادراج. ويحتوي هذا الطابق على:

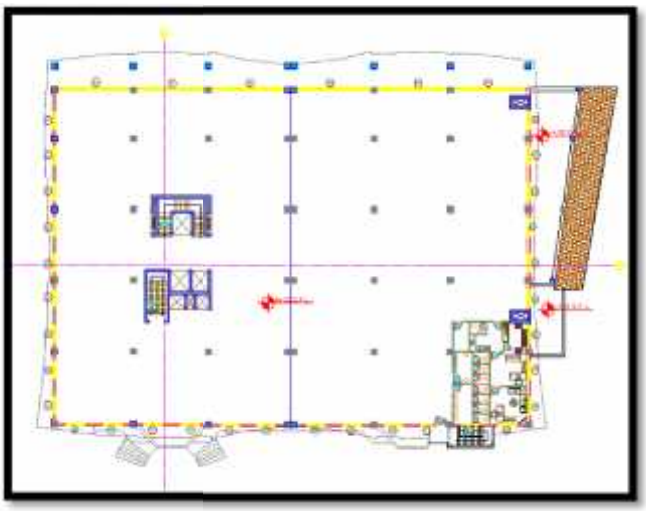
- المدخل
- قسم الاستقبال.
- قاعة الانتظار.
- مقهى.
- حمامات.

صورة(٢-٥): مخطط طابق الأرضي

2.4.2.5 الطابق الميزان:

تبلغ مساحة الطابق الأول 1874.37 متر مربع ،ويتم الوصول اليه من خلال الادراج و المصاعد. ويحتوي هذا الطابق على:

- مكاتب للموظفين.
- قاعة انتظار .
- مطبخ للموظفين .
- حمامات.

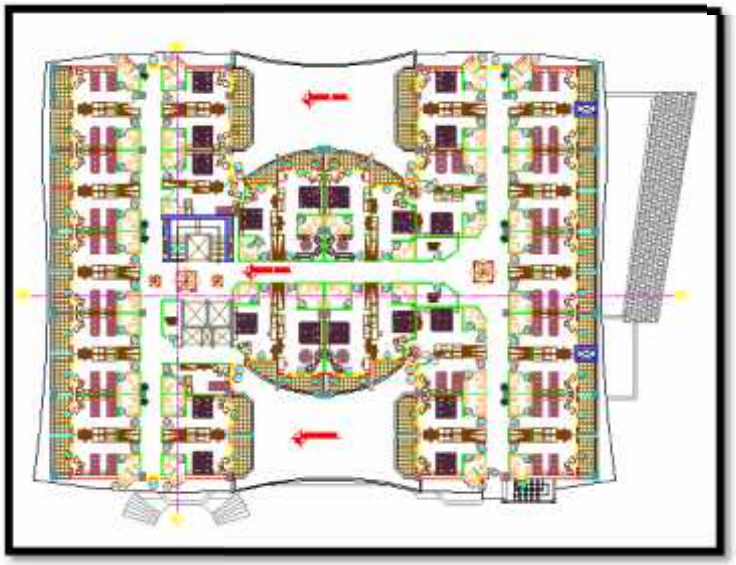


صورة(٢-٦): مخطط الطابق الاول

2.4.2.6 الطابق الاول:

تبلغ مساحة الطابق الأول 1838.90 متر مربع ،ويتم الوصول اليه من خلال الادراج و المصاعد. ويحتوي هذا الطابق على:

- غرف فندقيه .
- اجنحة خاصة .

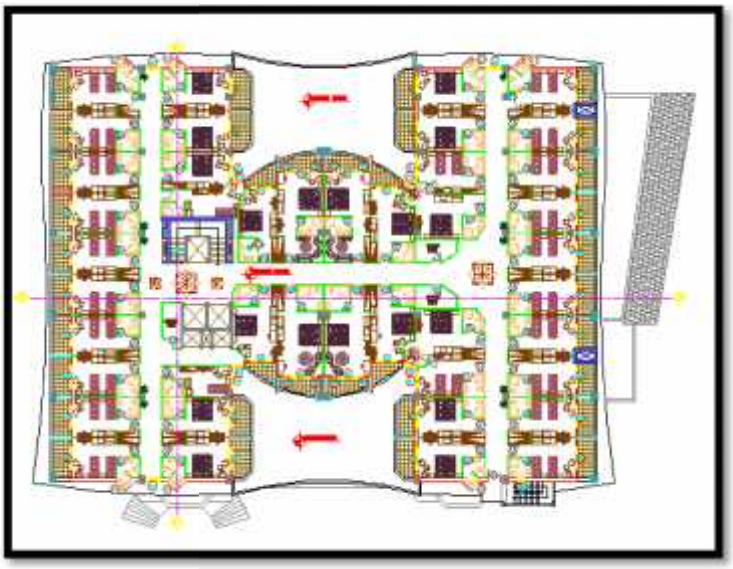


صورة(٢-٧): مخطط الطابق الثاني

2.4.2.7 الطابق الثاني :

تبلغ مساحة الطابق الأول 2838.90 متر مربع ،و نلاحظ تعامده مع الطابق الاول مما يعطيه ناحية جمالية ،ويتم الوصول اليه من خلال الادراج و المصاعد. ويحتوي هذا الطابق على:

- غرف فندقية .
- أجنحة خاصة.

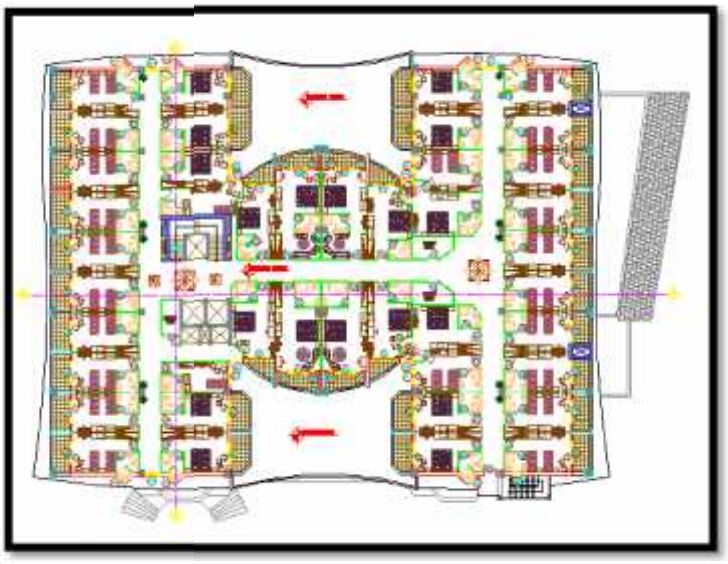


صورة(٢-٨): مخطط الطابق الثالث

2.4.2.8 الطابق الثالث :

تبلغ مساحة الطابق الأول 2838.90 متر مربع ،و نلاحظ تعامده مع الطابق الاول و الثاني مما يعطيه ناحية جمالية ،ويتم الوصول اليه من خلال الادراج و المصاعد. ويحتوي هذا الطابق على:

- غرف فندقية .
- أجنحة خاصة.



صورة(٢-٩): مخطط الطابق الرابع

2.4.2.9 الطابق الرابع :

تبلغ مساحة الطابق الأول 2838.90 متر مربع ،و نلاحظ تعامده مع الطابق الاول و الثاني و الثالث مما يعطيه ناحية جمالية ،ويتم الوصول اليه من خلال الادراج و المصاعد. ويحتوي هذا الطابق على:

- غرف فندقيه .
- أجنحة خاصة.

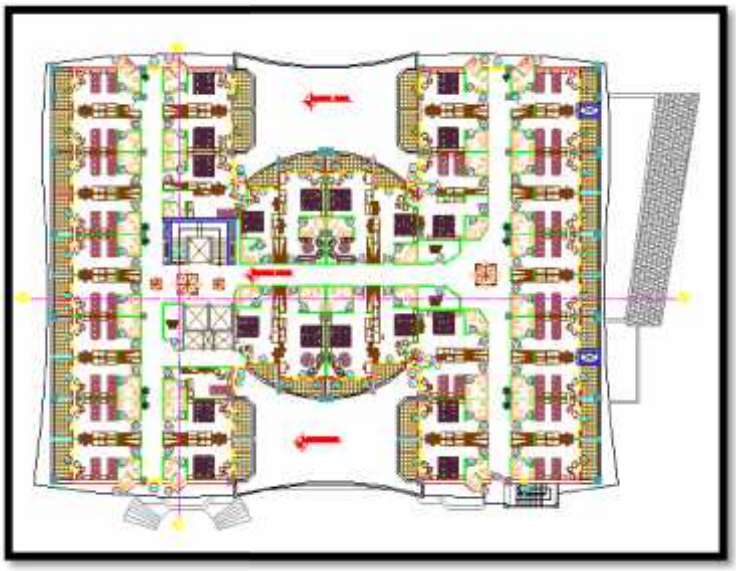
صورة(٢-١٠): مخطط الطابق الخامس

2.4.2.10 الطابق الخامس :

تبلغ مساحة الطابق الأول 2838.90 متر مربع ،و نلاحظ تعامده مع الطابق الاول و الثاني و الثالث مما يعطيه ناحية جمالية ،ويتم الوصول اليه من خلال الادراج و المصاعد.

ويحتوي هذا الطابق على:

- غرف فندقية .
- أجنحة خاصة.



صورة(٢-١١): مخطط الطابق السادس

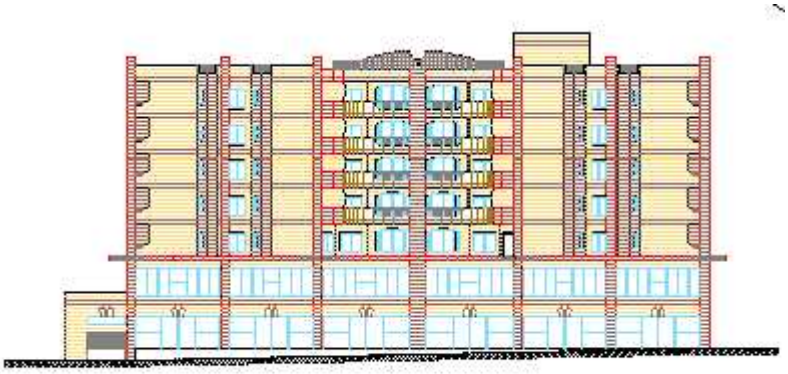
2.4.3 الواجهات

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 .

وسيتم تفصيلها كما يلي :

2.4.3.1 الواجهة الشرقية:

نلاحظ أن الواجهة هي الواجهة الرئيسية للفندق وهي تظهر استخدام الكتل الزجاجية و وحجر البناء (حجر المنشار) وبراطيش النوافذ، وتبين ايضاً تركيب الكتل على بعضها بحيث تعطي منظر أجمل للناظرين .



صورة(٢-١٢): الواجهة الشرقية

2.4.3.2 الواجهة الشمالية :

تظهر هذه الواجهة تسع طوابق كما تبين مدخل السيارات والطريق المنحدر لموقف السيارات، وتظهر التراجعات في المبنى بالاضافة الى الجمال المعماري .

صورة(٢-١٣): الواجهة الشمالية

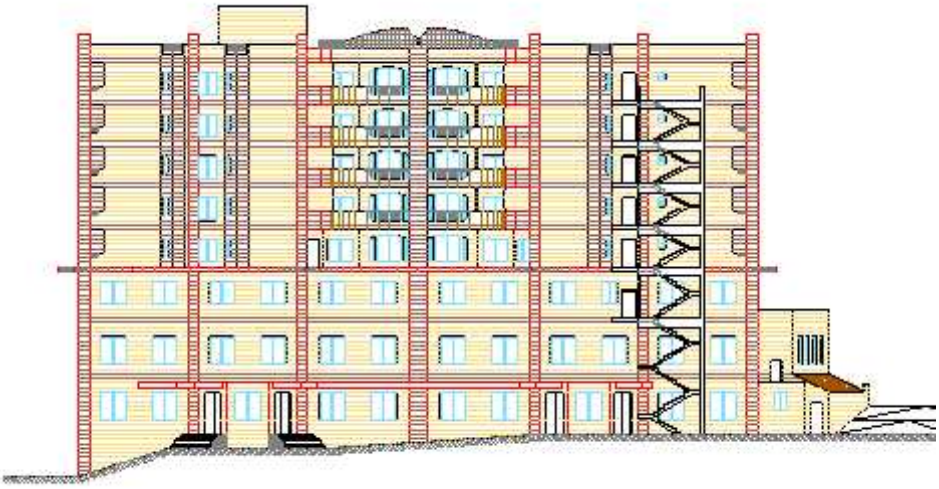
2.4.3.3 الواجهة الجنوبية :

الواجهة الجنوبية كالواجهات الأخرى يطغى عليها استخدام الزجاج ، وتظهر هذه الواجهة ثمانية طوابق وتظهر التراجعات في المبنى بالاضافة الى الجمال المعماري .

صورة(٢-١٤): الواجهة الجنوبية

2.4.3.4 الواجهة الغربية :

تظهر هذه الواجهة الجهة الخلفية من المبنى وتحتوي هذه الواجهة على المدخل الفرعي للمبنى، كما يطغى على هذه الواجهة استخدام الزجاج خاصة في الطوابق العلوية .



صورة(٢-١٥): الواجهة الغربية

CHAPTER

3

الوصف الانشائي

الوصف الانشائي

3.1 مقدمة .
3.2 هدف التصميم الإنشائي .
3.3 الاختبارات العملية .
3.4 مراحل التصميم الإنشائي .
3.5 الأحمال المؤثرة على المبنى .

3.5.1 الأحمال الميتة .
3.5.2 الأحمال الحية .
3.5.3 الأحمال البيئية .
3.5.3.1 الرياح .
3.5.3.2 الثلوج .
3.5.3.3 الزلازل .

3.6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .
3.6.1 العقدات .
3.6.2 الأدراج .
3.6.3 الجسور .
3.6.4 الاعمدة .
3.6.5 جدران القص .
3.6.6 الأساسات .
٣.٦.٧ فواصل التمدد .
٣.٦.٨ الجدران الاستنادية .

3.1 مقدمة

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

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

لذلك سنقوم بوصف العناصر الانشائية التي تدخل في تصميم هذا المشروع.

3.2 هدف التصميم الإنشائي

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل ومتزن، وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه، بحيث يلبي المنشأ متطلبات ورغبات المستخدمين، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناءا على ما يلي:

- عامل الأمان (factor of safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والاجهادات الناتجة عنها .
- التكلفة الاقتصادية (Economy): يتم تحقيقها عن طريق اختيار مواد البناء المناسبة وعن طريق اختيار مقطع مثالي منخفض التكلفة .
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability): من حيث تجنب الهبوط الزائد (deflection) والتشققات (cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين .
- الحفاظ على التصميم المعماري .
- الحفاظ على البيئه المحيطة .

3.3 الإختبارات العملية

قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي لا بد من القيام ببعض الاختبارات والفحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، وذلك من خلال عمل ثقوب بأعداد وأعماق مناسبه مدروسة

وأخذ عينات من هذه التربة وعمل الفحوصات اللازمة عليها ، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

3.4 مراحل التصميم الإنشائي

سوف نقوم بتوزيع التصميم الإنشائي لهذا المشروع على مرحلتين:

١. المرحلة الأولى: حيث سنقوم في هذه المرحله بتحديد النظام الانشائي المناسب للمشروع وعمل التحاليل الانشائيه لهذا النظام.

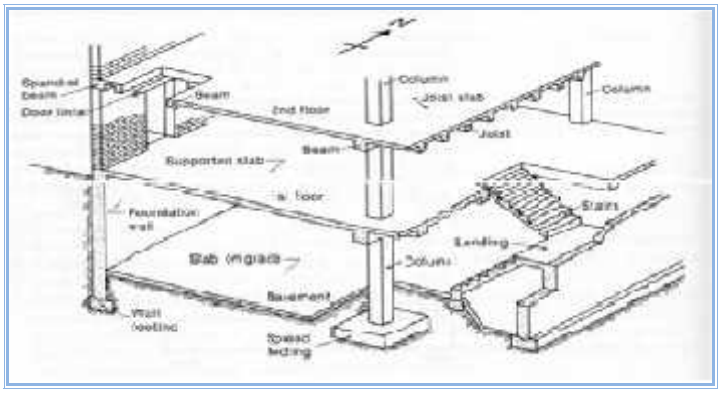
٢. المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل عنصر من عناصر المنشأ بشكل مفصل ودقيق وفقا للنظام الإنشائي المختار وعمل المخططات الانشائية القابلة للتنفيذ.

3.5 الأحمال المؤثرة على المنشأ

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

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة منها الاحمال الحيه والميته، احمال الرياح، احمال الزلازل، احمال الثلوج .

3.5.1 الأحمال الميتة



صورة(٣-١): الأحمال الميتة في المباني.

وهي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية والتي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وتتمثل هذه الأحمال في وزن العناصر الإنشائية وأوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط، بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم، وتتم عملية حساب وتقدير الأحمال من خلال معرفة أبعاد هذه العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية، وهي تشمل في أغلب الأحيان على: الخرسانة، وحديد التسليح، والقصارة، والطوب، والبلاط ومواد التشطيبات، والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى في الخارج، وهناك أيضا أنابيب التمديدات بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى.

جدول(٣-١): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة حسب الكود الأردني

No.	Material	Specific Weight KN/m^3
1	Tile	22
2	Sand	17
3	Reinforced Concrete	25
4	Hollow Block	11
5	Plaster	22
6	Mortar	22
7	Kalkal	0.1

3.5.2 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع والمتعلقة بتغير المكان والزمان وتغير الاستخدام، ويمكن لهذه الأحمال أن تتواجد من وقت على آخر بمعنى يمكن أن تكون موجودة أو لا، وذلك حسب طبيعة المنشأ، وتحوي هذه الأحمال كل من الأشخاص والأثاث والأجهزة والمعدات والمواد المخزنة وغيرها، ويمكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع

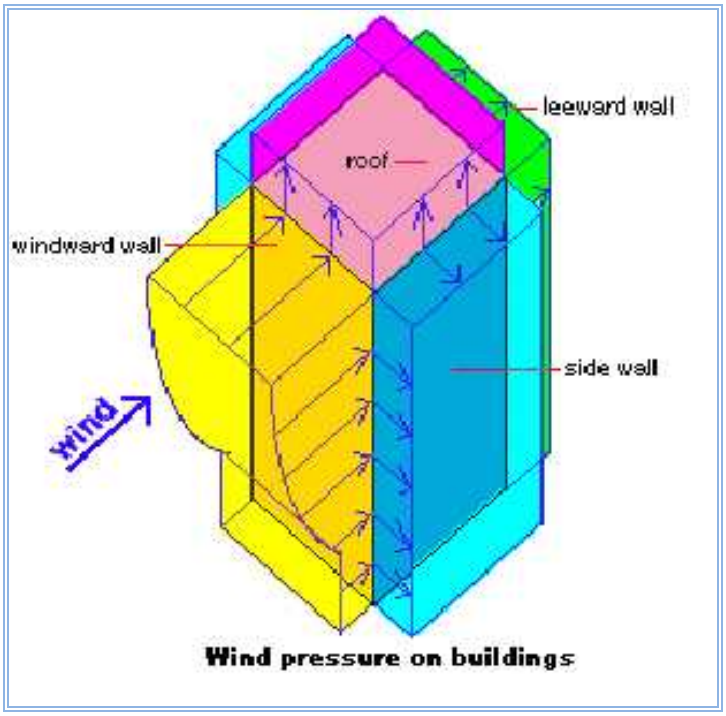
وطبيعة استخدام المبنى أو المنشأ من الجداول المعدة لهذا الغرض في الكودات المختلفة، وقد تم اعتماد قيم الاحمال الحيه وفق الكود الاردني.

جدول(٣-٢): الأحمال الحية لعناصر المبنى حسب الكود الأردني

NO.	Type of Area	Live Loads (KN/m^2)	NO.	Type of Area	Live Loads (KN/m^2)
1	Bedrooms	2	8	Stairs	4
2	Sitting area	2	9	Convention Hall	4
3	Corridors	4	10	Parking	5
4	Restaurant	4	11	Shops	5
5	Hall Wedding	5	12	Bathrooms	2
6	Kitchen	3	13	----------	----------

3.5.3 الأحمال البيئية

3.5.3.1 أحمل الرياح



صورة(٣-٢): أحمال الرياح على المبنى

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، وعملية تحديد أحمال الرياح تتم اعتمادا على سرعة الرياح القصوى وتتغير بتغير ارتفاع المبنى عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى ، وسيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم الرياح الأفقية وهذا يظهر في المعادلة التالية :

$$Q= 0.613 (V_z)^2$$

حيث أن : $V_z =V.S_1.S_2.S_3$

Q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m2).

Vz : السرعة التصميمية للرياح وهي سرعة الريح على ارتفاع محدد والتي يتعين تصميم المبنى أو المنشأ لمقاومتها ووحدتها (m/s) .

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

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

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

وبالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :

S1: 1.0

S2 :1.0

S3 : 1.0

V: 35 (m/s) 4/5/3-b

⇨ Vz = 35*1.0*1* 1.0 =35 (m/s)

⇨ Q= 0.613*(35)2 =750.9 N/m2 =0.7509 KN/m2

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

3.5.3.2 أحمال الثلوج

صورة(٣-٣) : صورة طبيعية تبين أحمال الثلوج على المنشآت .

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر وباستخدام الجدول الموضح أدناه حسب الكود الأردني.

جدول(٣-٣): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

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

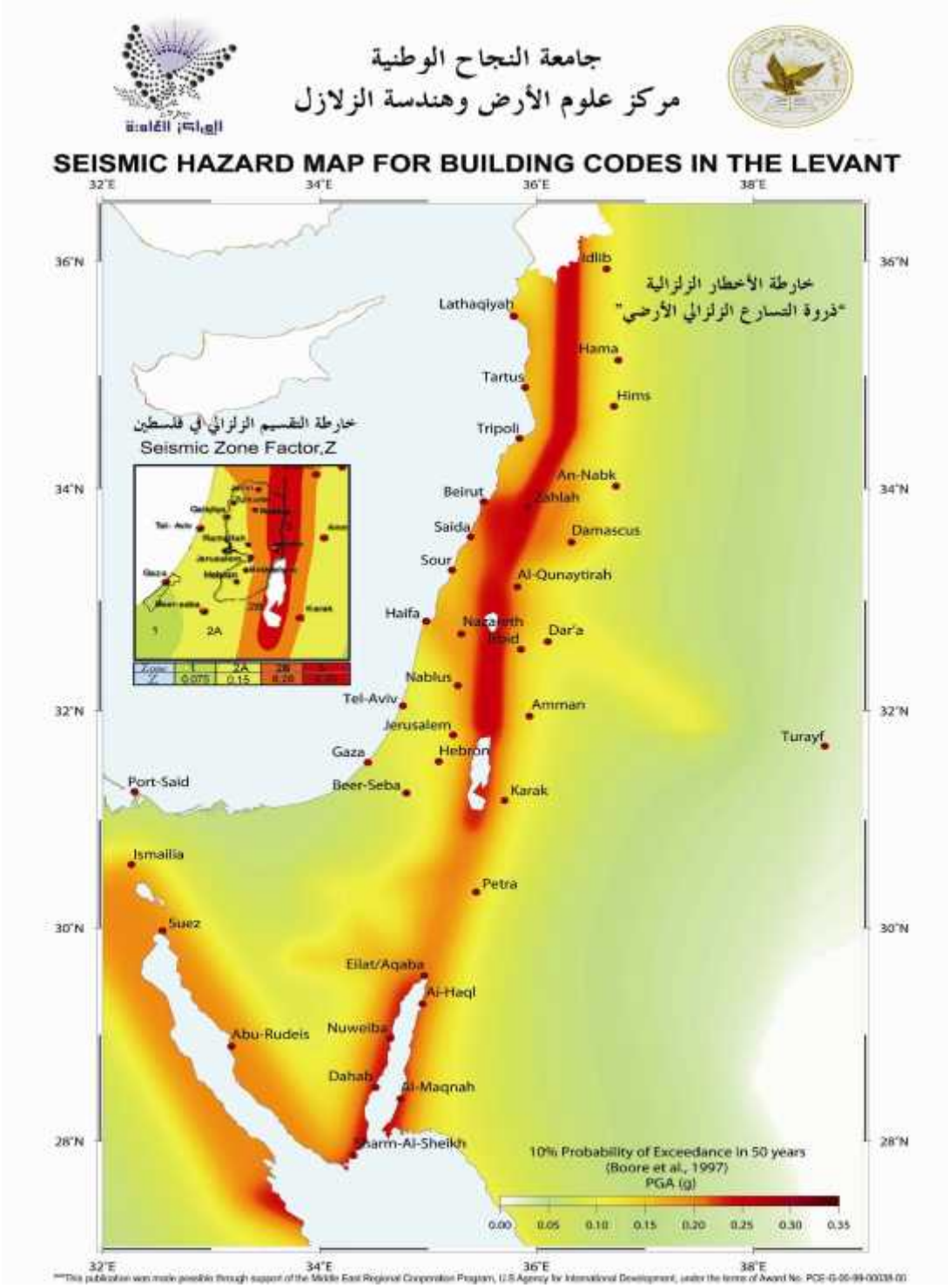
استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (850 م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

SL = (h-400) / 400

SL = (850 – 400) / 400 = 1.17 KN/m²

3.5.3.3 أحمال الزلازل

تنتج الزلازل عن اهتزازت أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، تنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل، وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.



صورة(٣-٤): خارطة تبين توزيع المناطق الزلزالية في فلسطين

3.6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

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

3.6.1 العقدات

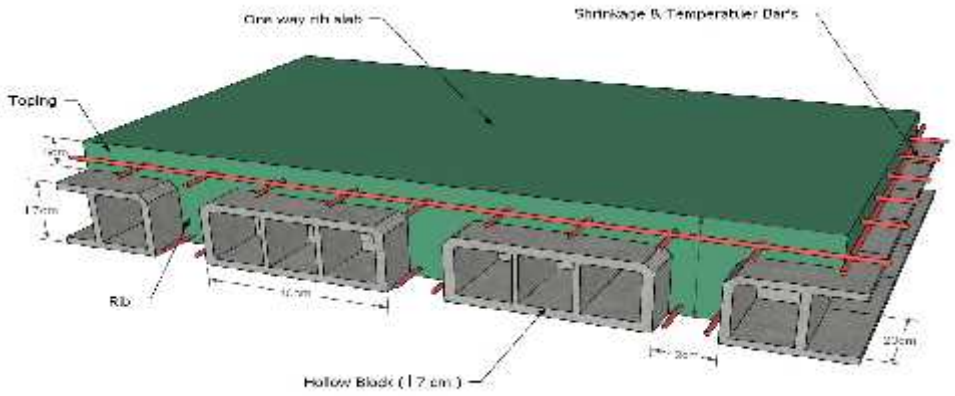
هي العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الراسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. في هذا المشروع نوعين من العقدات كلاً في المكان الملائم له، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصل اللاحق، وفيما يلي بيان لهذه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

١) بلاطات عصب في اتجاه واحد One Way Ribbed Slabs:-

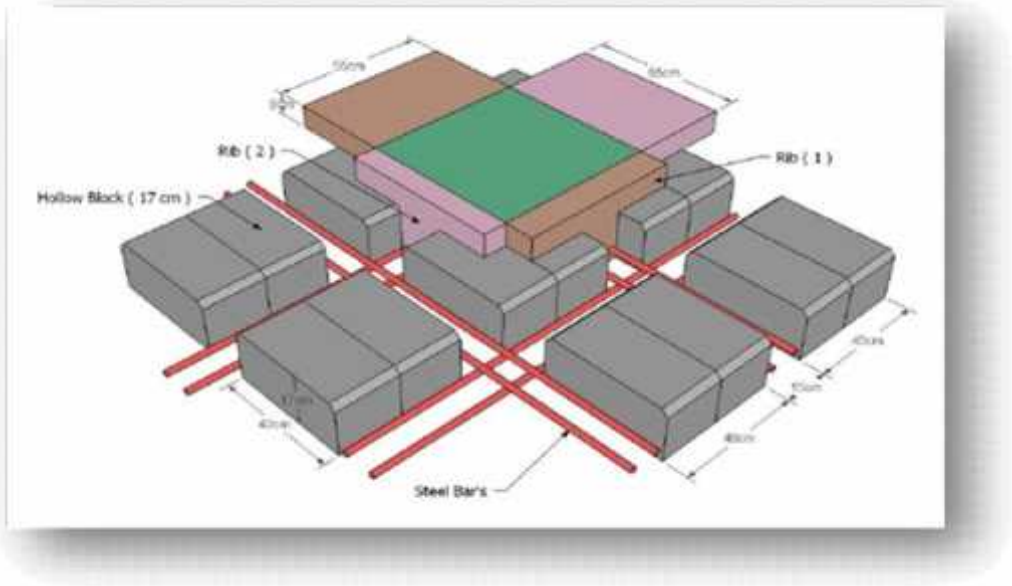
تستخدم هذه البلاطات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة، ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق المشروع.

٢) بلاطات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs) :-

بلاطات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا، خاصة عندما تكون مسافات البحور للبلاطة متقاربة وتكون المسافات أكثر من ٦م .



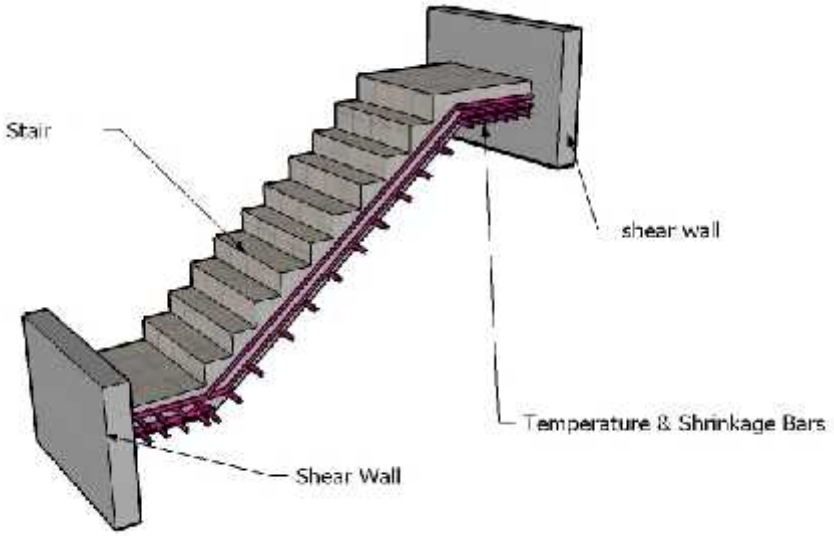
صورة(٣-٥): بلاطات العصب ذات الاتجاه الواحد .



صورة(٣-٦): بلاطات العصب ذات الاتجاهين .

3.6.2 الأدراج

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الراسي بين المستويات المختلفة للمناسيب عبر المبنى، ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي.

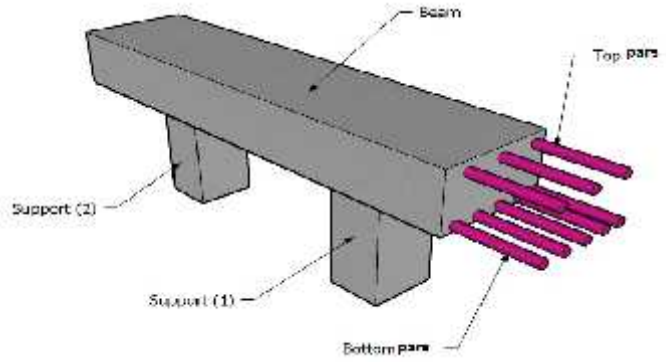


صورة(٣-٧): شكل الدرج

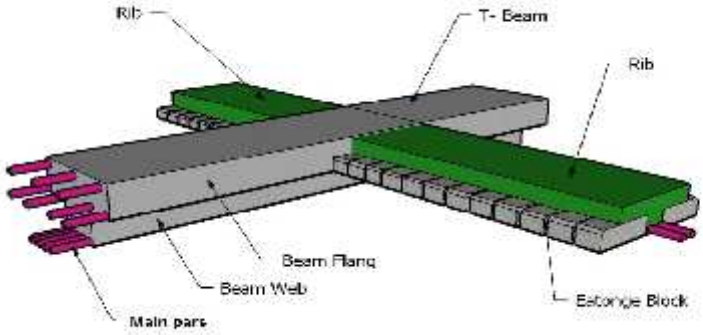
3.6.3 الجسور

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات إلى الأعمدة، وهي نوعين : جسور مسحورة – Hidden Beam أي مخفية داخل العقدات، والجسور الساقطة "Dropped beam" وهي التي تبرز من العقدة إلى الأسفل، يتضمن هذا المشروع أنواع مختلفة من الجسور:

١) الجسور المسحورة. ٢) الجسور الساقطة



صورة(٣-٨): الجسر الخرساني المسحور

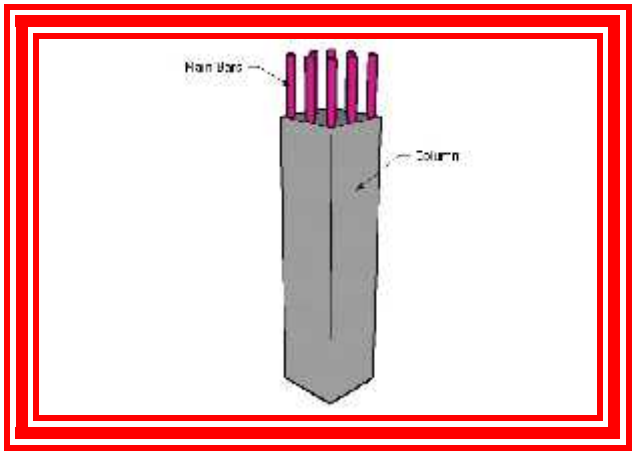


صورة(٣-٩): الجسر الخرساني الساقط

3.6.4 الأعمدة

الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من الجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى، ولذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة

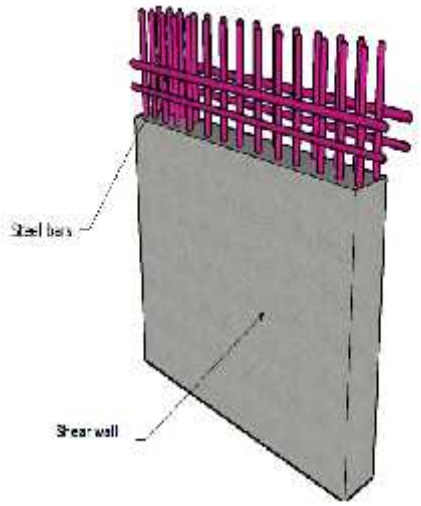
والأعمدة الطويلة، ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل والدائري والمضلع والمربع والمركب، وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية.



صورة(٣-١٠): مقطع العمود

3.6.5 جدران القص

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear Wall)، وتتمثل الجدران الحاملة في المبنى بجدران المصاعد، وجدران بيت الدرج، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها، يحتوي المبنى على عدد من جدران القص المستمرة من الأساس وغيرها المحمول على العقدة نفسها، ويمتد في كلتا الحالتين إلى الطوابق العلوية وتتمثل هذه الجدران في بيت الدرج.

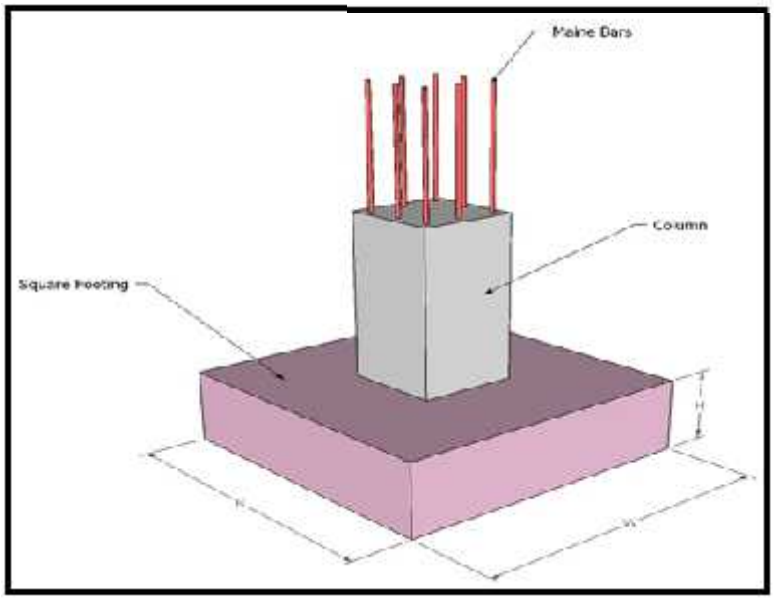


صورة(٣-١١): مقطع جدار حامل مقاومة لقوى القص

3.6.6 الأساسات

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

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة الأحمال الواقعة على كل أساس .



صورة(٣-١٢): الأساس المنفرد

3.6.7فواصل التمدد

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، ويتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (٣٥-٤٠) متر، ولذا للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي :-

١. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأة، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

٢. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

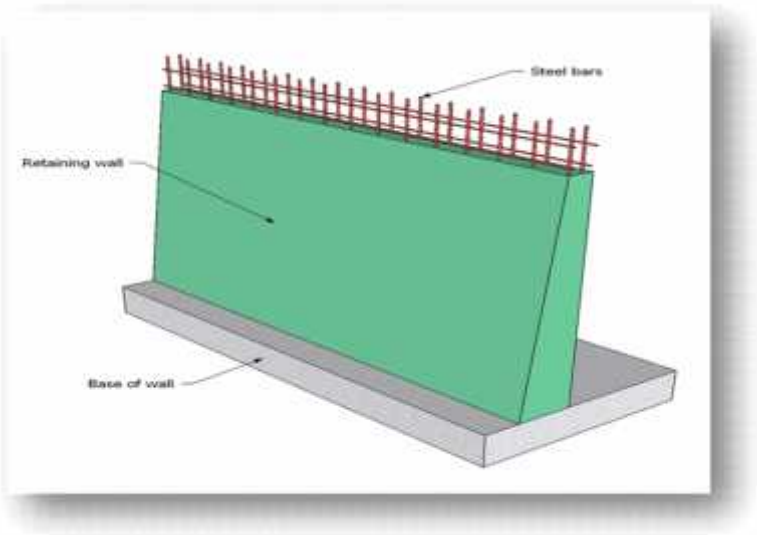
٣.

٣.٦.٨ الجدران الإستنادية

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

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر. وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

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



صورة(٣-١٣): جدار استنادي

Chapter 4

Structural Analysis And Design

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Comparison Between the thickness of one way Rib slab and Two Rib slab

4.4 Design of topping.

4.5 Design of one way Rib slab.

4.6 Design of two way Rib slab.

4.7 Design of Beam.

4.8 Design of Column.

4.9 Design of Stair.

4.10 Design of Basement wall.

4.11 Design of Isolated footing.

4.1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others. Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

4.2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_08)**.

✓ **Strength design method:**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.
This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.
The strength design method is expressed by the following,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

✓ Code : ACI 2008
UBC

✓ **Material :**

Concrete: B300…. $fc' = 30\,N/mm^2\,(MPa)$ For circular section
but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$) .

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}

Mild steel : A-36

Connection Type : Weld , Bolts

- ✓ **Factored loads:**

The factored loads for members in our project are determined by:
$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$ **ACI-code-318-08(9.2.1).**

4.3 Comparison between the thickness of one way rib slab and two way rib slab :

*Check Thickness of one way rib slab

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

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

The minimum required thickness of the joist is:

- for exterior span: L2/18.5 = 5150/18.5 = 278.38 mm

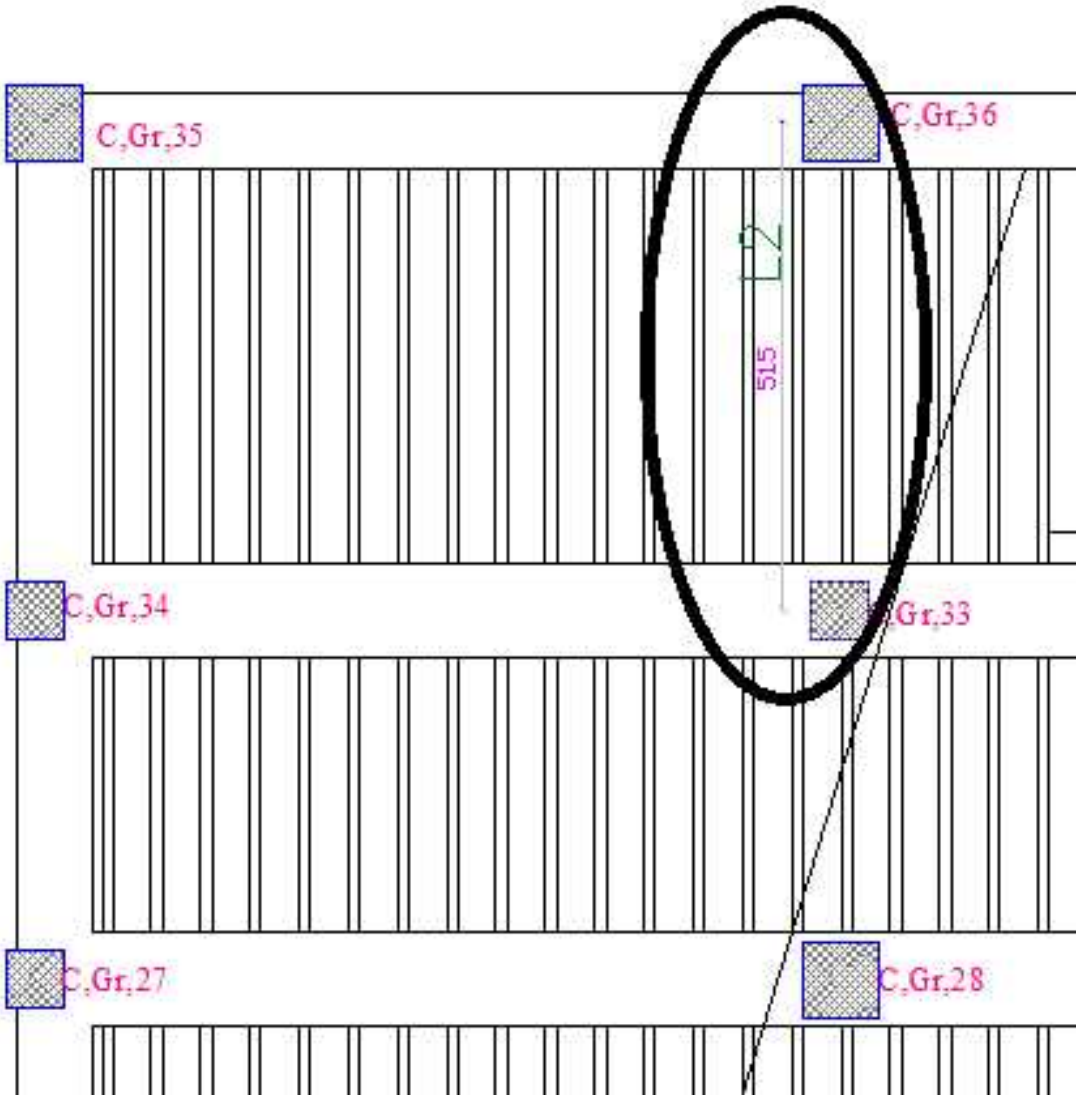


Fig 4.1: one way Rib slab-exterior plan (R 15-part A)

- for interior span: L1/21 = 5250/21 = 250 mm

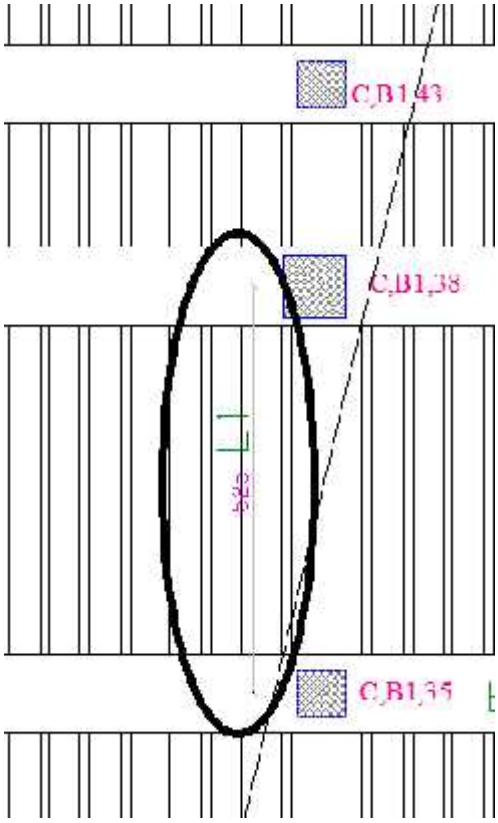


Fig 4.2: One Way Rib slab-interior span (R11-part A)

- for cantilever span: L/8 =2245/8 = 280.625 mm … **(control)**

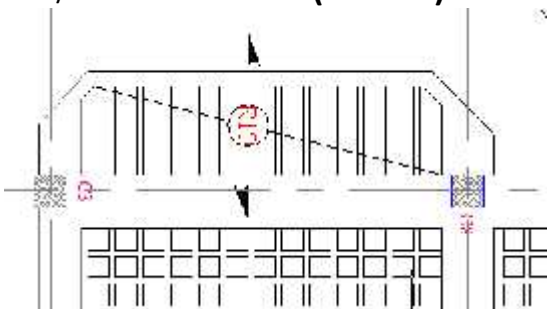


Fig 4.3: One Way Rib slab-cantilever (R19-part B)

Assume thickness is **32 cm.**

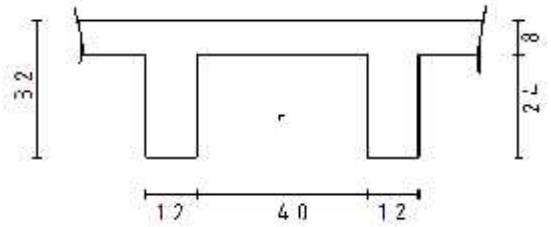


Fig 4.4: One Way Rib slab section

*Check Thickness of two way rib slab:

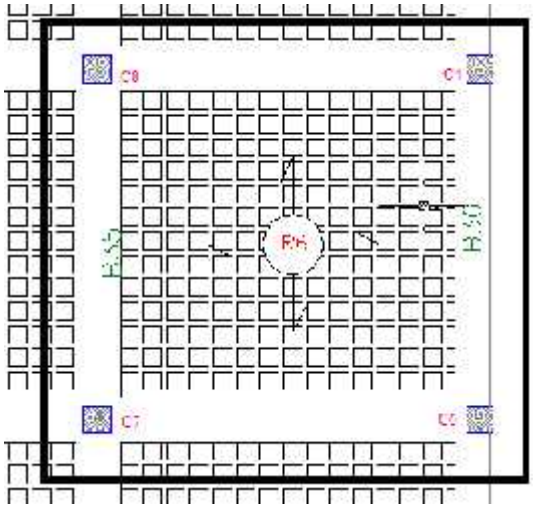
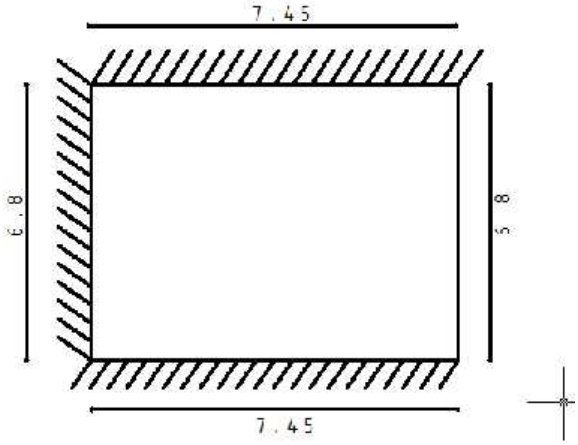


Fig 4.4: Two way Rib slab (R6-part B)

- ✓ **Statically system for (R6-part B)** :



Rib slab (R6-part B) :

$Y_c = \frac{40*8*4+32*12*16}{40*8+32*12} = 10.55$ cm

$I_{rib} = 52 * \frac{10.55^3}{3} - 40 * \frac{2.55^3}{3} + 12 * \frac{21.45^3}{3} = 59609 \ cm^4$

Rectangular Beam (B35-part B):

$I_b(100) = 100 * \frac{32^3}{12} = 273066.67 \ cm^4$

$I_b(80) = 80 * \frac{32^3}{12} = 218453.33 \ cm^4$

External:

Long direction L = 680 cm

$I_s = \frac{\frac{745}{2}+80}{52} * 59609 = 518712.9327\ cm^4$

Internal :

In short direction L = 680 cm

$I_s = \frac{\frac{745}{2}+\frac{745}{2}+100}{52} * 59609 = 954317.1635\ cm^4$

In long direction L = 745 cm

$I_s = \frac{\frac{680}{2}+\frac{680}{2}+100}{52} * 59609 = 894135\ cm^4$

$I_s = \frac{\frac{680}{2}+\frac{680}{2}+100}{52} * 59609 = 894135\ cm^4$

$\alpha_1 = \frac{218453.33}{518712.9327} = 0.421$

$\alpha_2 = \frac{273066.67}{894135} = 0.305$

$\alpha_3 = \frac{273066.67}{954317.1635} = 0.286$

$\alpha_4 = \frac{273066.67}{894135} = 0.305$

$\alpha_{fm} = \frac{\alpha 1+\alpha 2+\alpha 3+\alpha 4}{4} = 0.329<2$ $\beta = \frac{7.45}{6.8} = 1.096$

$h = \frac{745\,(0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*1.096*(0.329-0.2)} = 223.25 > h_{min} = 125$

The thickness of two way rib slab is smaller than in one way rib slab SO ,

Take the slab thickness = 32 cm, 24 cm for concrete block , 8 cm, for topping.

4.4 Design of topping:

✓ Statically system for topping :

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs.

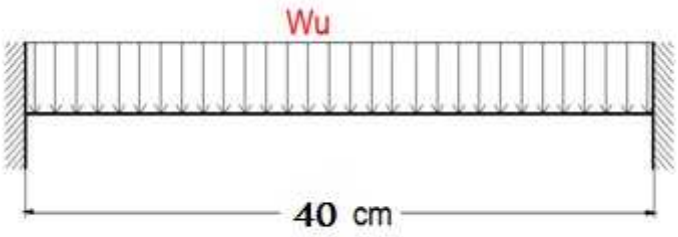


Fig 4.5: topping load.

✓ Load calculations:

Dead load calculations:

Dead load from:	δ×γ×1	KN/m
Tiles	**0.03**×23×1	**0.69**
Mortar	**0.03**×22×1	**0.66**
Coarse sand	**0.07**×16×1	**1.12**
Topping	**0.08**×25×1	**2**
Interior partitions	1.5×1	**1.5**
	Σ	**5.97**

Live load :

L_L =5 KN/m^2 ⟶ L_L =5 KN/m^2 × 1m= 5KN/m

Factored load :

W_U = 1.2 ×5.97 + 1.6×5 =15.164 KN/m.

Check the strength condition for plain concrete, ø$M_n \geq M_u$, where ø =0.55.

M_n = 0.42 λ $\sqrt{f'_c}$ S_m (**ACI** 22.5.1, equation 22-2)

$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000\times80}{6} = 1066666.67\ mm^2$.

øM_n =0.55×0.42×1×$\sqrt{24}$ ×1066666.67 ×10^{-6} =1.232 KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.202\ KN.m$ (negative moment).

$M_u = \frac{w_u L^2}{24} = 0.101\ KN.m$ (positive moment).

$\phi M_n >> M_u = 0.202\ KN.m$

No reinforcement is required by analysis. According **ACI 10.5.4,** provide $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{shrinkage} = 0.0018$ **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho \times b \times h_{topping} = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144\ mm^2/m.$

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 250 mm. ***control*** **ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. S =380 $\frac{280}{f_s} - 2.5C_c = 380\ \frac{280}{\frac{2}{3}420} - 2.5 \times 20 = 330mm$ but

   S≤ 300 $\frac{280}{fs} = 300\ \frac{280}{\frac{2}{3}420} = 300mm$ **ACI 10.6.4**

Take ø8 @ 250 mm in both direction

4.5 Design of one way Rib (R2-Part A) :-

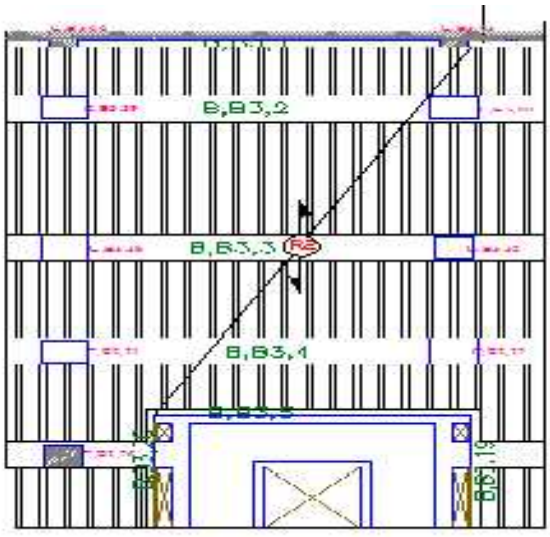


Fig 4.6: one way rib slab(R2-part A).

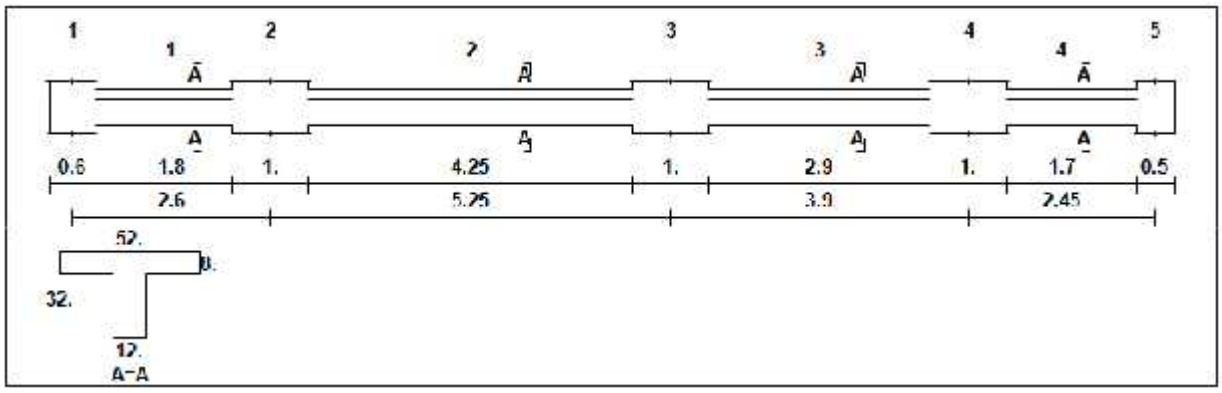


Fig 4.7 : Rib geometry

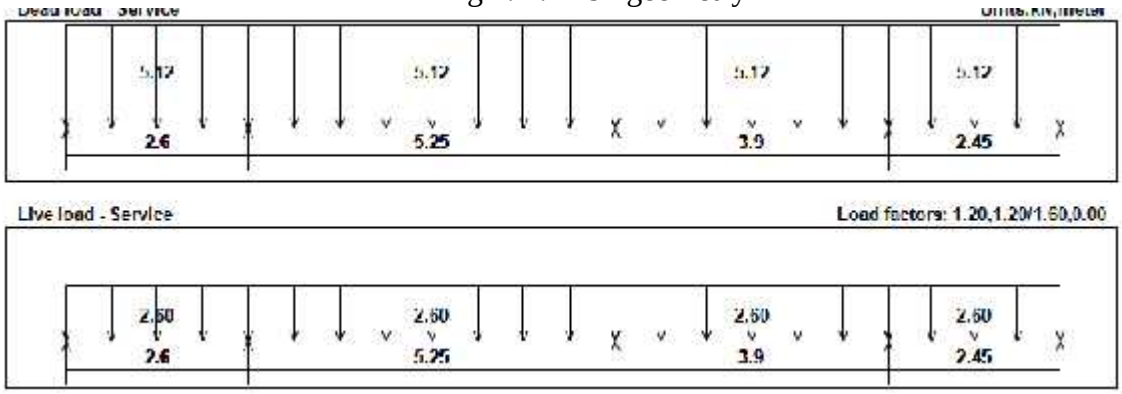


Fig 4.8 : loading of Rib

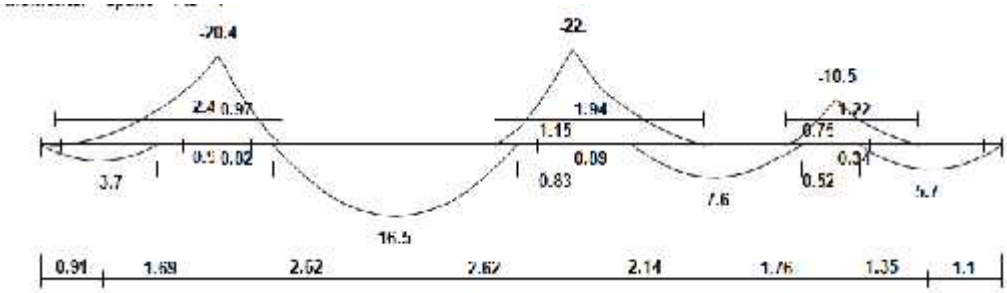


Fig 4.9 : Moment Envelop of rib

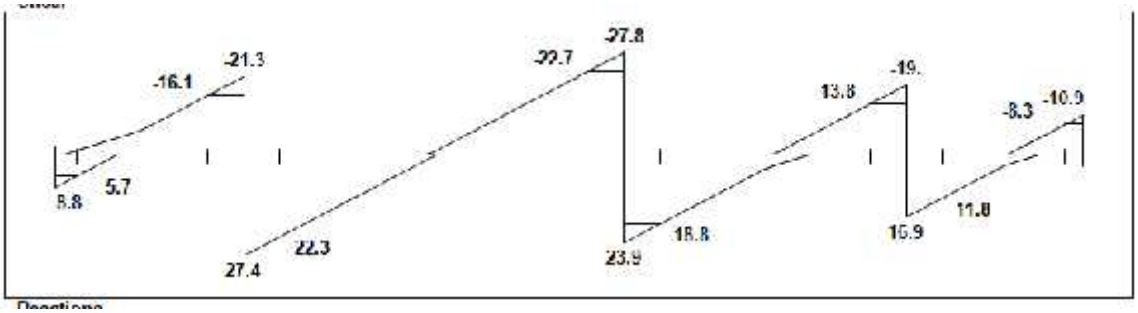


Figure 4.10 : Shear Envelop of rib.

4.5.1 Design of flexure

4.5.1.1 Design of Positive moment of rib

Assume bars diameter of 12 mm

d= 320-20-8-(12/2)= 286 mm.

b_{eff} <= 520 mm. (**Control)**

<= 5250 \4 = 1312.5mm.

<= 16 * 80 +120 = 1400mm.

→b_{eff} = 520 mm.

¤ * $Mnf = 0.9*0.85*24*0.08*0.52*(0.286-0.08\backslash 2)*1000 = 187.9 KN.m.$

¤ * $Mn > Mu$

$187.9 > 16.5$

→ Rectangular section.

Mu max= 16.5 .m

Maximum positive moments $Mu =$ 16.5 kN .m

Mn = 16.5 / 0.9 = 18.33kN.m

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

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{18.33*10\text{^}6}{520*(286)^2} = 0.43 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(0..43)(20.6)}{420}}\right) = 0.0013$$

As = 0.0013 (520) (286) =193.336 mm^2

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$As_{min} = 100.08 < 114.4$

$As_{min} = 114.4 mm^2$

Use $As = 226.2 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 226.2/113.1 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$= 113.1mm²

Select 2 Φ 12 mm .

- Chick for strain :
  Tension = compression
  As * fy = 0.85 * fc' * b * a
  $226.2 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$
  $a = 8.96 mm$
  $c = \frac{a}{1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54 mm$
  $£_s = \frac{286 - 10.45}{10.45} X 0.003$
  $£_s = 0.078 > 0.005$ OK

4.5.1.2 Design of Negative moment of rib:

Maximum negative moment $Mu = -12.2$ kN.m

Mn= 12.2/ 0.9 = 13.56 kN.m

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

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{13.56 * 10\text{^}6}{120 * (286)^2} = 1.38$ MPa

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.38)(20.6)}{420}}) = 0.0034$

As = 0.0034 (120) (286) = 116.7 mm^2

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286))$$

$$As_{min} = 100.08 < 114.4$$

$$As_{min} = 114.4 mm^2$$

116.7 $mm^2 > As_{min} = 114.4 mm^2$

Use $As = 226.2 mm^2$

# of bars = As / As $_{bar}$ = 226.2/113.1 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$= 113.1 mm²

Select 2 Φ 12 mm

- Chick for strain :
  Tension = compression
  As * fy = 0.85 * fc' * b * a
  $226.2 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$
  $a = 38.81 mm$
  $c = \frac{a}{1} = \frac{38.81}{0.85} = 45.66 mm$
  $£_s = \frac{286 - 45.66}{45.66} X 0.003$
  $£_s = 0.016 > 0.005$ OK
  we used --2 Φ 14

4.5.2 Design of shear of rib

1) Vud max = 22.7 KN

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

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 120*0.286

= 21 KN

1.1 * Φ Vc = 1.1*21 = 23.1 KN.
Φ Vnmax = 5 Φ Vc = 115.5 > Vu = 22.7 The Section is large Enough

Φ Vc > Vud no stirrups are required

4.6 Design of two way Rib slab Pos. (R 5-Part B)

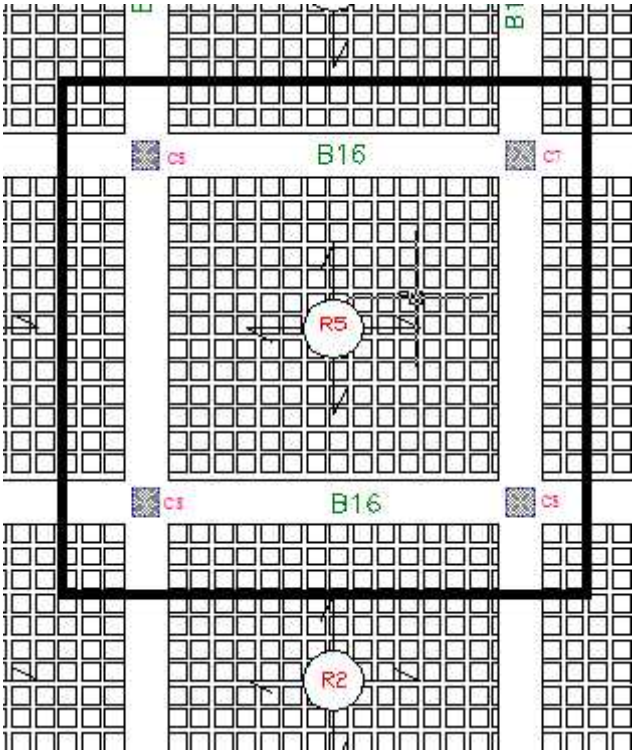
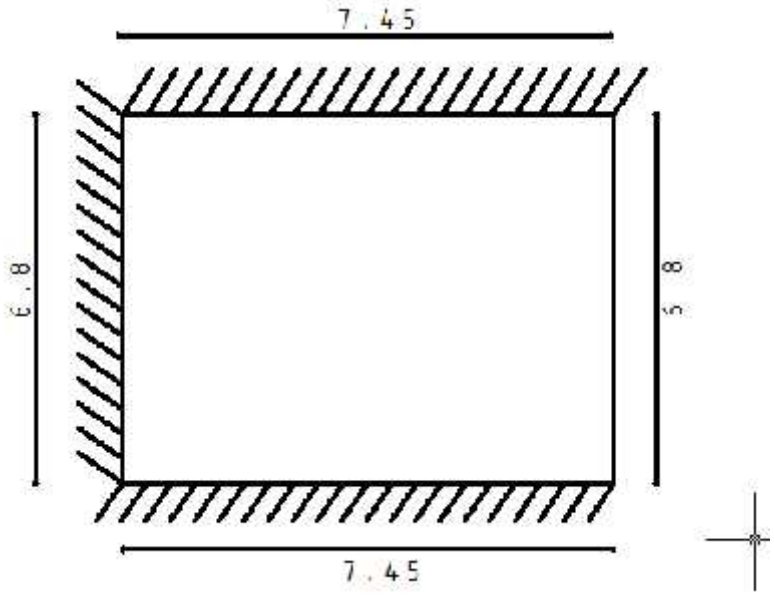


Fig. 4.11: Two way ribbed slab (R5-part B)

- ✓ **Statically system and Dimensions.**



✓ Load calculations:

Dead load calculations:

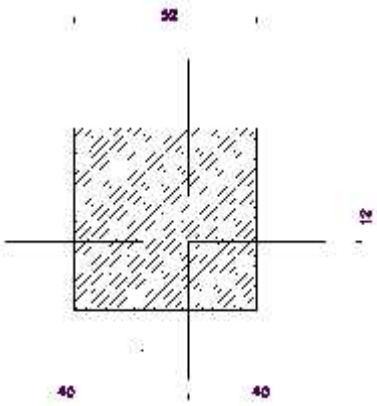


Fig. 4.12: Two way rib slab section

Dead load from:	W = γ×V	KN
Tiles	$0.03\times23\times0.52^2$	0.187
Mortar	$0.03\times22\times0.52^2$	0.178
Coarse sand	$0.07\times16\times0.52^2$	0.303
Topping	$0.08\times25\times0.52^2$	0.541
Interior partitions	1.5×0.52^2	0.406
RC rib	0.24×25×0.12×(0.52+0.4)	0.662
Hollow Block	0.24×10×0.4×0.4	0.384
Plaster	$0.03\times22\times0.52^2$	0.178
	∑	2.839

Table (4.2)Calculation of two way dead load (R 520)

Nominal Total Dead Load = 2.839 KN/Rib

DL= $2.839/(0.52^2)$ = 10.499 KN/m^2

Nominal Total live load = 5 KN/m^2

Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.499 = 12.599 KN/m^2.

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

W = 12.599 + 8 = 20.599 KN/m^2

✓ Flexural Design for (R 520) :

Moments calculations :-

$M_a = C_a\, wl_a^2 b_{rib}$ and $M_b = C_b\, wl_b^2\, b_{rib}$

L_a/L_b = 6.8/7.45 = 0.913 …….Case 9

The moment calculation will be done for the slab middle strip.

*__Negative moments at continuous__ edge:

$C_{a,neg}$ (l_a/l_b=0.90) = 0.068 $C_{a,neg}$ (l_a/l_b=0.95) = 0.065

$C_{a,neg}$ (l_a/l_b=0.913) = 0.0672

$M_{a\text{-}ve}=C_a*W*L_a^{\,2}*b_{rib}=0.0672*20.599*6.8^{\,2}*0.52=$ 33.28 KN.m/Rib

$C_{b,neg}$ (l_a/l_b=0.90) = 0.025 $C_{b,neg}$ (l_a/l_b=0.95) = 0.029

$C_{b,neg}$ (l_a/l_b=0.913) = 0.026

$M_{b\text{-}ve}=C_b*W*L_b^{\,2}*b_{rib}=0.026*20.599*7.45^{\,2}*0.52=$ 15.46 KN.m/Rib

***Positive moments :**

$C_{a,D}$ (l_a/l_b=0.90) = 0.026 $C_{a,D}$(l_a/l_b=0.95) = 0.024

$C_{a,D}$(l_a/l_b=0.913) = 0.02548

$M_{a+ve,D}=C_a*W*L_a^{\,2}*b_{rib}=0.02548*12.599*6.8^{\,2}*0.52=$ 7.72KN.m/Rib

$C_{a,L}$(l_a/l_b=0.90) = 0.036 $C_{a,L}$ (l_a/l_b=0.95) = 0.032

$C_{a,L}$ (l_a/l_b=0.913) = 0.03496

$M_{a+ve,L}=C_a*W*L_a^{\,2}*b_{rib}=0.03496*8*6.8^{\,2}*0.52=$ 6.72 KN.m/Rib

$M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D}$ = 14.44 KN.m/Rib

$C_{b,D}$ (l_a/l_b=0.90) = 0.015 $C_{b,D}$ (l_a/l_b=0.95) = 0.017

$C_{b,D}$ (l_a/l_b=0.913) = 0.01552

$M_{b+ve,D}=C_b*W*L_b^{\,2}*b_{rib}=0.01552*12.599*7.45^{\,2}*0.52=$ 5.64 KN.m/Rib

$C_{b,L}$(l_a/l_b=0.90) = 0.022 $C_{b,L}$ (l_a/l_b=0.95) = 0.025

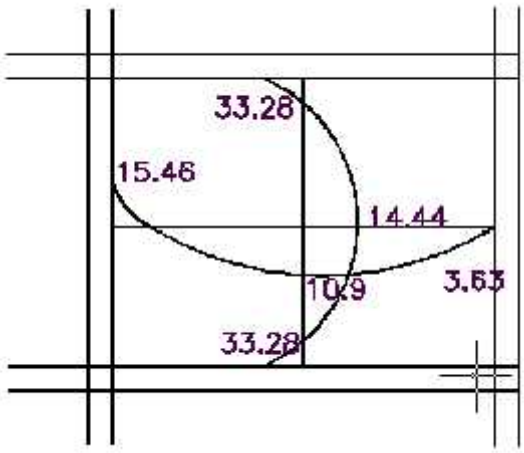
$C_{b,L}$ (l_a/l_b=0.913) = 0.02278

$M_{b+ve,L}=C_b*W*L_b^{\,2}*b_{rib}=0.02278*8*7.45^{\,2}*0.52=$ 5.26 KN.m/Rib

$M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D}$ = 10.9 KN.m/Rib

*Negative moments at Discontinuous edge (1/3 * positive moments):

$$M_{b,neg} = \frac{10.9}{3} = 3.63 \text{ KN.m/Rib}$$



Design for Negative and Positive moment:

**** Short direction***

$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285$ mm

Positive Moment:
Midspan: (Mu = +14.44 KN.m/Rib)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{14.44\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 1.65\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.65}{420}}\right) = 0.0041$

$A_s = \rho.b.d = 0.0041\times120\times285 = 140.22\ mm^2.$ ***Control.***

Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120\times285 = 99.73\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120\times285 = 114\ mm^2$

$A_{s,required} = 140.22\ mm^2.$

Use 2ø10**Bottom,** $A_{s,provided} = 157.08\ mm^2 > A_{s,required} = 140.22\ mm^2.$ Ok

Check spacing :

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25 \quad OK$

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{157.08\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.71\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{285-26.95}{26.95} = 0.0287 > 0.005 \qquad 0k$$

Negative Moment:
Continuous edge : (Mu = - 33.28 KN.m/Rib)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{33.28\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 3.794\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.794}{420}} = 0.01$

$A_s = \rho.b.d = 0.01 \times120\times285 = 342\ mm^2.$ ***Control.***

Use 2ø16**Top** , $A_{s,provided} = 402.12\ mm^2 > A_{s,required} = 342\ mm^2.$ Ok

Check spacing :

$S = \frac{120-40-20-(2\times16)}{1} = 28\ mm > d_b = 16 > 25 \quad OK$

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{402.12\times420}{0.85\times120\times24} = 68.99\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.99}{0.85} = 81.165\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{285-81.165}{81.165} = 0.0075 > 0.005 \qquad 0k$$

**** Long direction***

d = 320 – 20 – 8 – $\frac{14}{2}$ = 285 mm

Positive Moment:
Midspan: (Mu = +10.9 KN.m/Rib)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{10.9\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 1.24\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.24}{420}}\right) = 0.003$

$A_s = \rho.b.d = 0.003\times120\times285 = 102.6\ mm^2.$

Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120\times285 = 99.73\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120\times285 = 114\ mm^2$ ***Control***.

$A_{s,required} = 114\ mm^2.$

Use 2ø 10**Bottom**, $A_{s,provided} = 157.08\ mm^2 > A_{s,required} = 114\ mm^2$. Ok

Check spacing :

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25 \quad OK$

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{157.08\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.71\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{285-31.71}{31.71} = 0.024 > 0.005 \qquad 0k$$

Negative Moment :

Continuous edge : (Mu = - 15.46 KN.m/Rib)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{15.46\times10^6}{0.9\times120\times285^2} = 1.76\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.76}{420}}\right) = 0.0044$

$A_s = \rho.b.d = 0.0044\times120\times285 = 150.48\ mm^2.$ ***Control***.

Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w . d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w . d$

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 285 = 99.73\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 285 = 114\ mm^2$

$A_{s,required}$ = 150.48 mm^2.

Use 2ø 10**Top**, $A_{s,provided}$ = 157.08 mm^2> $A_{s,required}$ = 150.48 mm^2. Ok

Check spacing :

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25 \quad OK$

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157.08\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.71\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{285-31.71}{31.71} = 0.024 > 0.005 \qquad 0k$$

✓ Shear Design for (R 5-part B):

W_a (l_a/l_b=0.90) = 0.75 W_a (l_a/l_b=0.95) = 0.71

W_a (l_a/l_b=0.913) = 0.7396

- The total load on the panel being (6.8×7.45×20.599 = 1043.55 KN)
- The load per rib at face of the long beam is (0.7396×1043.55×0.52/(2×7.45)=26.94KN)

V_{ud} = 26.94 – 20.599×0.52×0.285 = 23.89 KN

$V_c = \frac{1.1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 30.72\ KN$

ø V_c =0.75×30.72 =23.04 KN.

0.5 ø V_c =0.5×0.75×30.72 =11.52 KN

$V_{s,min} = \frac{1}{3} 120 \times 285 \times 10^{-3} = 11.4\ KN$ ***Control***

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 10.47\ KN$

ø V_c< V_u<ø (V_c + $V_{s,min}$)

Case (3) for shear Design : Minimum shear reinforcement

Use stirrups U-shape (2 leg stirrups) ø10$A_v = 2 \times 78.5 = 157.08\ mm^2$.

$$S_{max} \le \frac{d}{2} \le 600\ mm \qquad \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142\ mm \qquad \textbf{Control.}$$

$$S_{req} = \frac{3\,A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{157.08 \times 420 \times 3}{120} = 1649.34\ mm > S_{max}\ take\ S = S_{max} = 142\ mm$$

$$S_{req} = \frac{16\,A_v f_{yt}}{b_w \sqrt{f_c'}} = \frac{157.08 \times 420 \times 16}{120\ \sqrt{24}} = 1795.57\ mm > S_{max}\ take\ S = S_{max} = 142\ mm$$

Use 2-Leg ø10 @ 140 mm , and 2-Legø 10 @ 200 mm in the middle space.

4.7 Design of Beam G2-Part A:

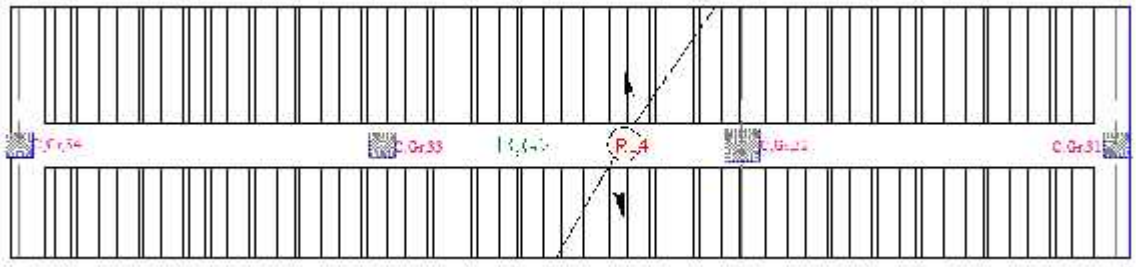


Fig 4.13 : Beam Plan

Determination of Dead load of beam:-

Type	γ b h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.02*1*22	0.44
Sand	0.07*1*16	1.12
Reinforcement concrete	25* 1*0.60	15
Plaster	0.02*1*22	0.44
Partitions	2.38*1	2.38
From rib 14		27.78/.52=53.42
Sum		**73.49**

Determination of live load of beam:-

Nominal live load : 5*1 =5 kN /m

From rib = 14.38/0.52= 27.65 KN/m

Determination of factored dead & live load:-

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*70.15= 73.49 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*32.65= 52.24 KN/m

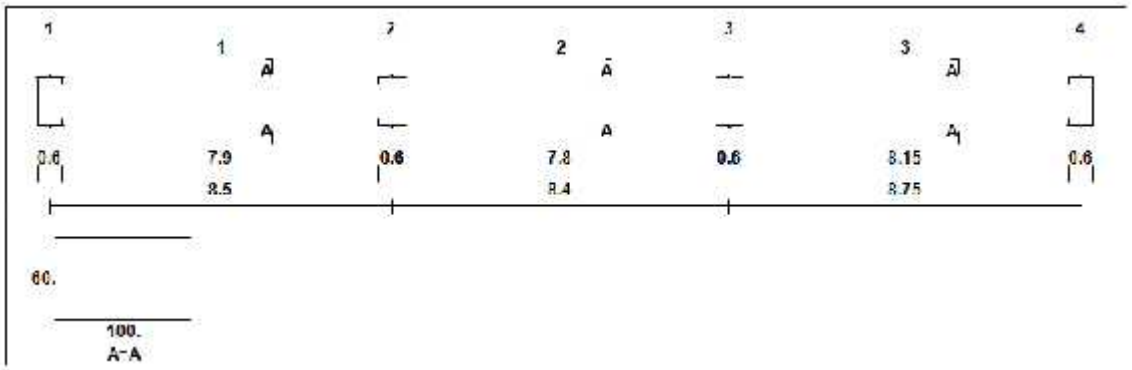


Fig 4.14 : Beam Geometry

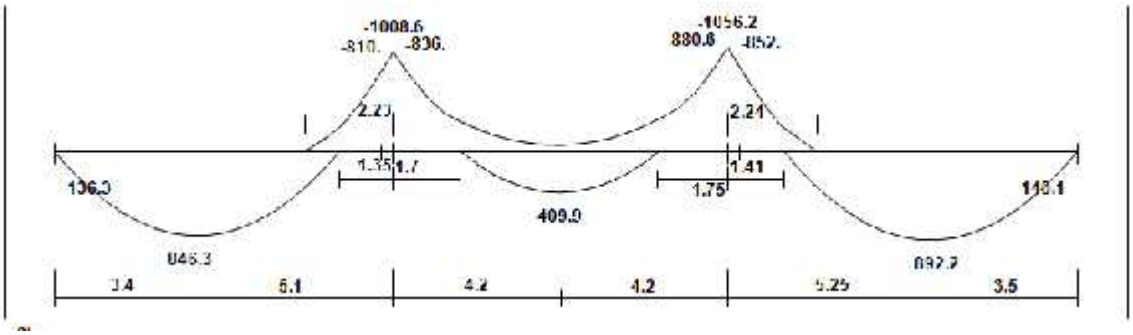


Fig 4.15 : Moment Envelop for Beam

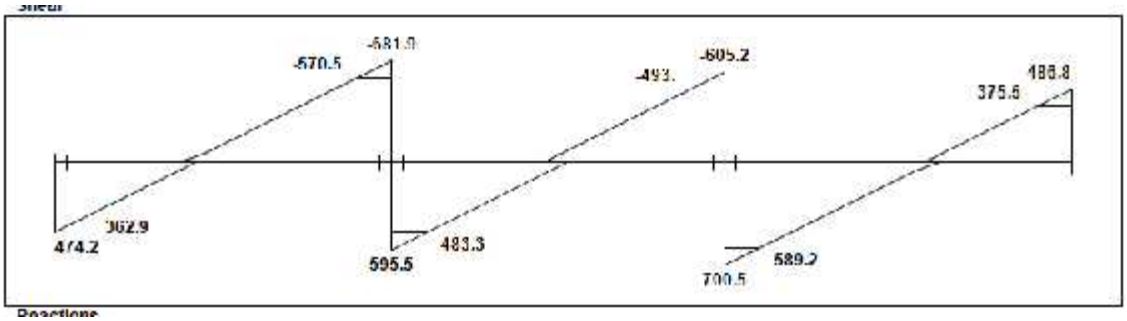


Fig 4.16 : Shear Envelop for Beam

4.7.1 Design of flexure

4.7.1.1 Design of positive moment

1) Maximum positive moment **Mu = 892.2KN.m**

bw =100 cm h= 60 cm

d= 600 -40-10-9 =541 mm

1) Mu = 892.2 KN .m

C max= 3/7 d= 3*541 /7=231.86 mm a=0.85 C= 0.85*231.86= 197.1 mm

Φ Mn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*197.1*1000*(541-197.1/2)*10^-6=1458.8 KN.m > Mu =892.2 KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 892.2 /0.9 = 991.33 KN m

Assume bars of Φ18

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{991.33*10^{6}}{1000*(541)^2} = 3.39 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(3.39)(20.6)}{420}}\right) = 0.0089$$

$As = 0.0089\ (1000)\ (541) = 4814.9\ mm^2$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(541) \leq \frac{1.4}{420}(1000)(541))$$

$$As_{\min} = 1803.33 mm^2$$

$4814.9\, mm^2 > As_{\min} = 1803.33 mm^2$ OK

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 4814.9/254.47= 19 bars * Note $A_{\Phi 18}$=254.47mm²

Select 19 Φ 18mm with As = 4834.9>As req ok.

- Chick for strain
  Tension = compression
  As * fy = 0.85 * fc' * b * a
  $4834.9 * 420 = 0.85 * 1000 * 24 * a$
  $a = 99.54m$
  $c = \frac{a}{1} = \frac{99.54}{0.85} = 117.11mm$
  $£_s = \frac{541 - 117.11}{117.11} X0.003$
  $£_s = 0.011 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (1000 - 40*2 - 2*10 -19*18) / 18 = 31mm >25 mm Ok

4.7.1.2 Design of Negative moment

Assume bars of Φ 18

bw =100 cm h= 60cm

d= 600 -40-10-9 =541 mm

1) Mu = -880.6 KN .m

Φ Mn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*197.1*1000*(541-197.1 /2)*10^-6=1458.8KN.m > Mu =880.6 KN.m ok

Design as singly

Mn= Mu/0.9= 880.6/0.9 = 978.44 KN m

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{978.44*10\text{^}6}{1000*(541)^2} = 3.34 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(3.34)(20.6)}{420}}\right) = 0.0087$$

As = 0.0087 (1000) (541) =4706.7 mm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(541) \leq \frac{1.4}{420}(1000)(541))$$

$$As_{\min} = 1803.33 mm^2$$

4706.7 $mm^2 > As_{\min} = 1803.33 mm^2$ OK

# of bars = As/ As_{bar} = 4706.7 /254.47 = 19 bars * Note $A_{\Phi 25}$=254.47mm²

Select 19 Φ 18 mm with As=4834.93 >As req ok.

- Check for strain:
  Tension = compression
  As * fy = 0.85 * fc' * b * a

$$4834.93*420 = 0.85*1000*24*a$$

$$a = 99.54mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{99.54}{0.85} = 117.1mm$$

$$\text{£}_s = \frac{541-117.1}{117.1} X 0.003$$

$$\text{£}_s = 0.011 > 0.005$$ ok

check for bars spacing:

S = (1000 - 40*2 - 2*10 -19*18) / 18 = 31 mm > 25 mm Ok

4.7.2 Design of shear

1) Vu = 589.2 KN

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 1000* 541*10^{-3} = 331.3KN$

Vs =Vn – Vc =589.2/.75 – 331.3/.75 = 344.27KN

$Vs\ max=(2/3) * \frac{\sqrt{fc'}}{1} bw * d = 1766.9\ kN$

→ The dimension is big enough.

Check for items:-

1/ $Vu \le \Phi Vc/2$ => 589.2 > 165.65 not ok

2/ $\Phi Vc/2 \le Vu \le \Phi Vc$ => 165.56 <589.2< 331.3 not ok

$\Phi Vs_{min} \ge 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d$

$= 0 .75*(\frac{1}{3})*1000 *541 *10^{-3}=$ **135.25 KN.** **(control)**

$\ge 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 1000 * 541 * 10^{-3} =$ **124.23** KN.

$\Phi Vsmin = 135.25$ KN

3/ $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vsmin$

331.3 <589.2> 466.55 => not ok

$Vs' (=662.6= \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d)$

4/ $\Phi Vc + \Phi Vsmin \le Vu < \Phi Vc + Vs'$

331.3 ≤ 589.2 ≤ 993.9 ok S max =d/2 =541/2 =270.5mm < 600 ok

So item (4) satisfy

Take Av = 4Φ 10 = 4* 78.5 =314 mm^2

Av/ s = Vs/fy * d

157/ s = 314 /541*420 → s = 243.77 mm

S=243.77 < d/2 =270.5 mm ≤ 600 mm.

Select S= 20cm

Use Φ 10 (4legs) @ 14 cm for

4.8 Design of Column (C4 third basement floor)-Part B:

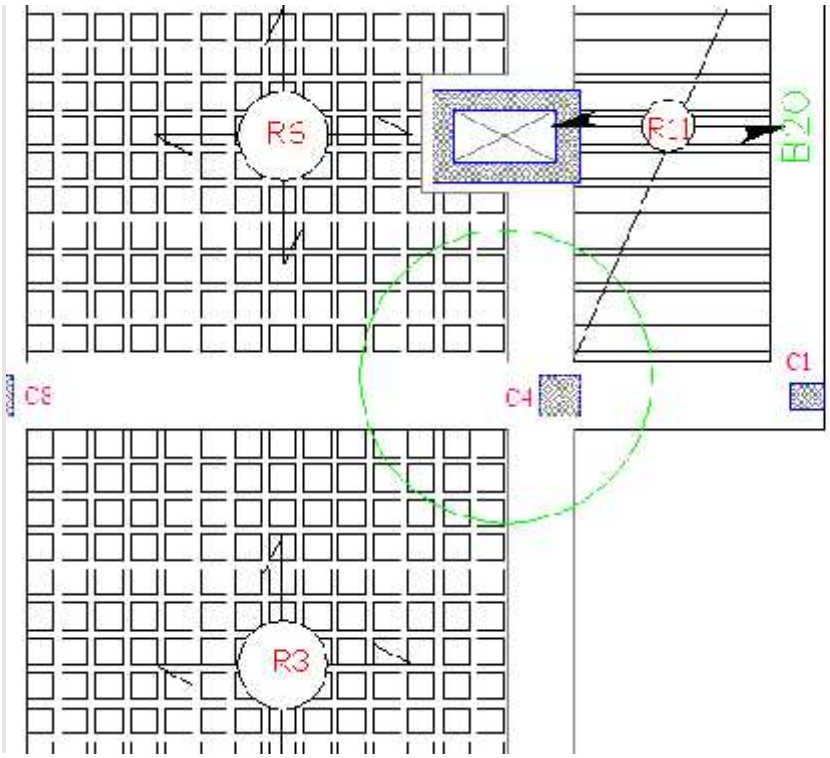


Fig 4.17 : Place Of Column (C4) in the third basement floor

Load Calculation for Column

Column	Column Dimensions	*fc'*	*fy*
Col. C197	70cm* 65cm	27 Mpa	400Mpa

✓ Load Calculation:

$Pu = 6850KN$

$Use° = °g = 2\%$

$Pu = 0.65*0.8*\{0.85* fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$

$6850*10^3 = 0.65*0.8*[0.85*27*(Ag - 0.02Ag) + 0.02Ag*400]$

$Ag = 432032mm^2$

$Ag = 700*a$

$432032/700 = a$

$a = 701mm$

Use 750×700mm with Ag = 525000mm²

Pu(KN)	$°g$	$Ag, provided$	**a(** mm**)**	Ag **,required**
6850	0.02	525000 mm^2	712.3	432032 mm^2

✓ Selecting longitudinal bars:

$Pu = 0.65*0.8*\{0.85* fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$

$6850*10^3 = 0.65*0.8*[0.85*27*(525000 - Ast) + Ast*400]$

$Ast = 8737.6mm^2$

Take 18Φ 25 As,provided = 8834.4 mm^2 **> As,req = 8737.6** mm^2

$$°g = \frac{Ast}{Ag} = \frac{8834.4}{525000} = 0.017$$

Φ	$Ast, required$	$°g$
0.65	8737.6 mm^2	0.017

✓ Design of Ties:

- Use ties Φ10 with spacing of ties shall not exceed the smallest of

1. 48 * ds = 48 * 10 = 480mm
2. 16 * db = 16 * 25 = 400 mm - control
3. the least dimension of the column = 700 mm

Use ties Φ10 @ 200mm

ds(mm)	db(mm)	S(mm)
Φ10	Φ25	200

✓ Check for code requirements:

1. Clear Spacing = $\frac{750 - 40*2 - 10*2 - 6*25}{5}$ =100 mm > 40mm>1.5db=1.5*25=37.5mm - OK
2. 0.01< $^{\circ}g$ = 0.017 <0.08 - OK
3. Number of bars 18>4 for rectangular section – OK
4. Minimum tie diameter ds =Φ10 for db = Φ25 bars – OK
5. Arrangement of ties 100 mm<150mm – OK

Clear Spacing	No. of bars	$^{\circ}g$	ds (mm)	db (mm)
100 mm	18	0.017	Φ10	Φ25

✓ Check Slenderness Effect:

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 3.5 m

M1/M2 =1 (Braced frame with M,min)

K=1 , According to ACI 318-02 The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} = 22 < 40 \quad \text{..... .....} ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{klu}{r} = \frac{1*3.5}{0.3*0.750} = 15.55 < 22 < 40 \text{.....} ok$$

Short column in both direction

Lu (m)	M1/M2	K	$\frac{klu}{r}$
3.5	1.0	1.0	15.55

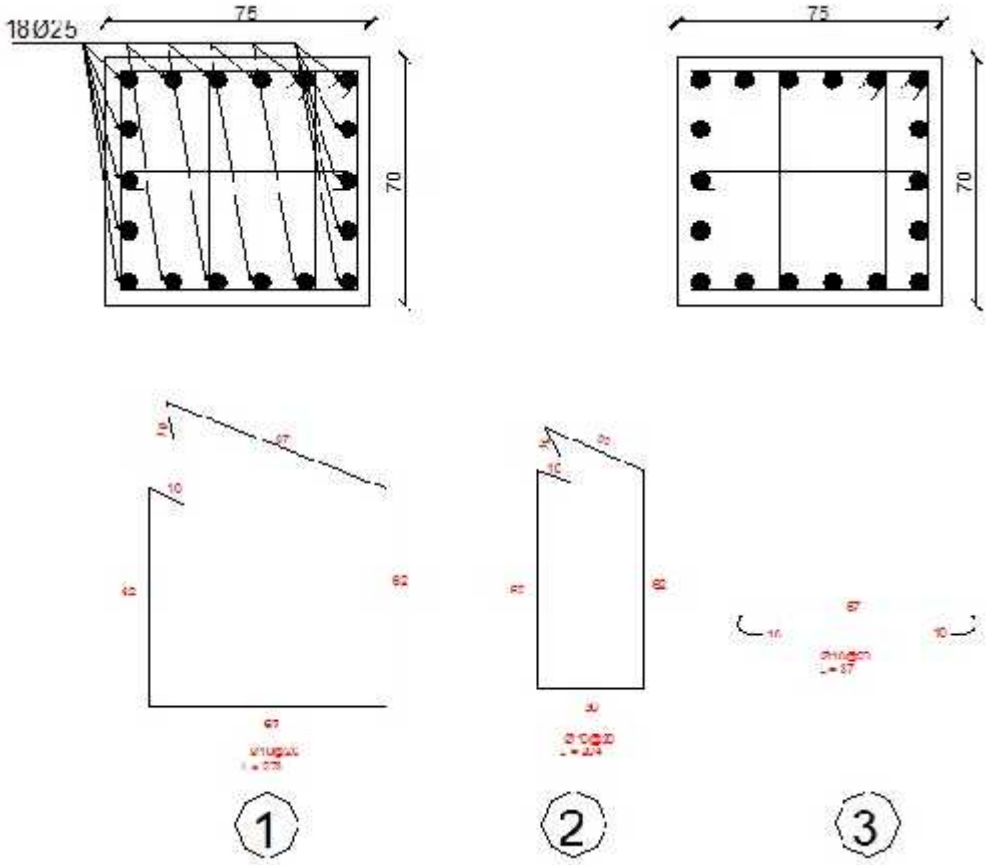


Fig 4.18: Section of Column (C4)

4.9 Design of Stairs-Part A:

4.9.1 Determination of Slab Thickness:

L = 4.45 m.
h_{req} = L/ 20
h_{req} = L/ 18
h_{req} =445 / 18 = 24.7 cm
h_{req} =445 / 20 = 22.25cm ……take h= 25 cm.
⇒ **Use h = 25cm**.
α= $\tan^{-1}$(rise/run) = $\tan^{-1}$(150/300)=26.57
Cos α = 0.89

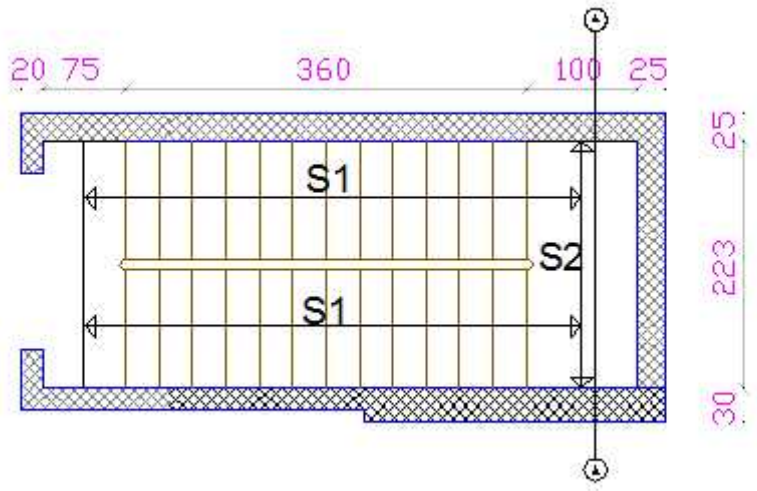


Fig 4.19: Stairs plan

4.9.2 Load Calculations:

4.9.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*27*((0.35+0.15)/0.30) = **1.35 KN/m**.
mortar = 0.02*22 *((0.15+0.30)/0.3) = **0.66 KN/ m**.
Plaster = (0.03*22)/ (Cos 26.57) = **0.738 KN/ m**.
Steps = ((0.15*0.3)/2) * 25/0.3 = **1.88 KN / m**.
Slab =25 *0.25/ Cos 26.57 = **6.99 KN/ m**.
Total dead load = **11.62 KN/ m**.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load for flight :

qu =1.2*11.62 + 1.6*5 = 21.94 KN/ m^2.

For one meter Strip, *qu* = 21.94 KN/ m .

4.9.2.2 Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 kN/m^2

Mortar =0.02*22 = 0.44 kN/m^2

Slab = 0.25*25 = 6.25 KN/m².

Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/m².

Total dead load = 8.01 KN/m.

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/ m^2.

Factored load for landing :

qu =1.2*8.01+ 1.6 *5 = 17.612 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 17.612 KN/ m .

4.9.3 Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -14/2 = 294 mm = 22.3 cm

Vu = 38.16KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56KN$$

Vu = 38.16 KN < $¤Vc$ = 136.56 KN . 38.16 < .5 $¤Vc$ = 68.28

>>>>**No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.**

4.9.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Mu = 46.37 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 46.37/ 0.9 = 51.5 KN.m.

d = 22.3 cm.

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

$$K_n = \frac{51.5 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.04MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.04}{420}}\right) = 1.71 * 10^{-3}$$

As_{req} = 1.71*10^{-3} *1000*223 = 224.71 mm^2.

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$

$As_{\min} = 450\ mm^2 > As_{req} = 224.71\ mm^2$

Use

Use Φ 14 >>> 450/153.9 = 3

Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c …….. with As =(100 / 20)*153.9 = 7.69 cm².

As provided = 7.69 > As req=4.5cm^2……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$769.5 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 15.8 mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{15.8}{0.85} = 18.6 mm$

$£_s = \frac{223 - 18.6}{18.6} * 0.003$

$£_s = 0.034 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.9.5 Secondary reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5 cm^2$

Use Φ14 @ 20 cm …….. With As = (100 / 20)*153.9= 7.69 cm².

4.9.6 Stairs at section (A-A) Details:

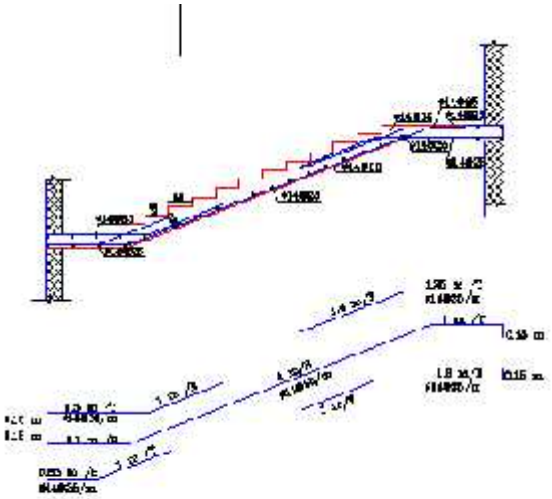


Figure (4-18) : Stair Section

- Design for landing (S2):

Load For Landing = $\frac{WRA}{L} = \frac{38.16}{1.12} = 34.07\ KN/m$

Vu = 62.9KN/m

- Check for shear strength (S2):

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

$¤Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*223}{6} = 136.56 KN/m$

Vu = 62.9 KN /m < 0.5* $¤Vc$ = 68.28 KN/m .

>> Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

Mu = **38.3 kN.m/m**

Mn = Mu / 0.9 = 38.3/ 0.9 = 42.56 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

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

$R_n = \frac{42.56*10^6}{1000*223^2} = 0.86 MPa$.

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

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

$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.86}{420}}\right) = 0.0021$

As_{req} = 0.0021*1000*223 = 468.3 mm^2/m> $As_{\min}$ = $450mm^2$/m…. OK

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450mm^2$/m

Use Φ 14@ 25 cm c/c

As_{req} =615.6 mm^2

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm

2. 450 mm

≤ 380 ($\frac{280}{fs}$) – 2.5 * C_c

≤ 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$) – 2.5* 20 = 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) – 2.5 * 20 = 330mm

≤ 300 ($\frac{280}{fs}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) = 300 mm (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$615.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 12.7m$

$c = \frac{a}{1} = \frac{12.7}{0.85} = 14.94mm$

$£_s = \frac{223 - 14.94}{14.94} * 0.003$

$£_s = 0.042 > 0.005 \longrightarrow ok$

✓ **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

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

Use Φ 14 @ 25 cm c/c, As prov = 6a5.6 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm

2. 450 mm – control

4.10 Design of basement wall-Part B

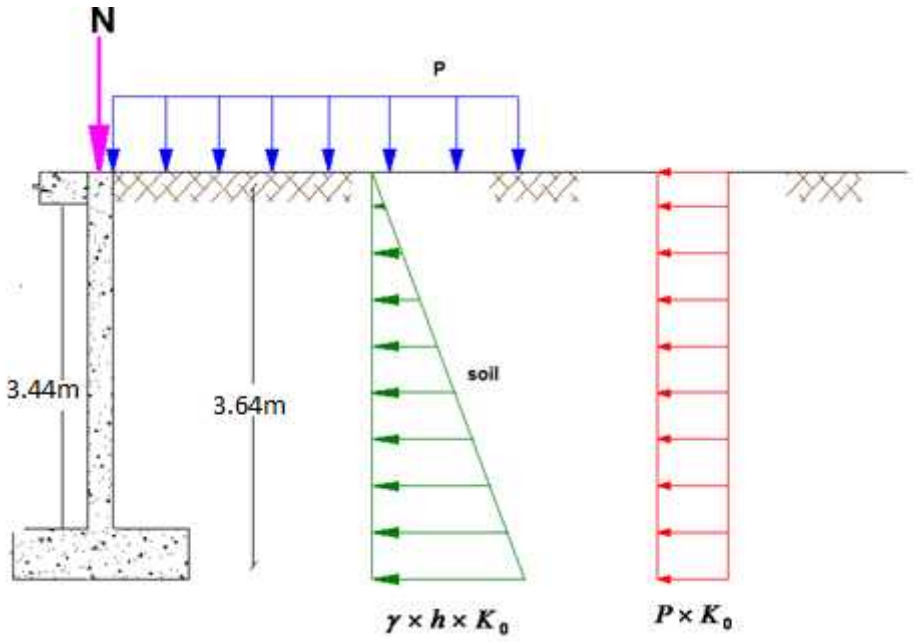


Fig 4.20: Load on Basement Wall

⇒ **Loading :**

- **Self weight of earth :**

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

Assume that :

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{-}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 3.44 \times 0.5 = 30.96\ \text{KN/m}^2$

- **Load from live load:**

$q_2 = P \times K_0$

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

- **Normal Load :**

Is very small , it will be neglected (safe side) .

W_{min}= 2.5*1= 2.5 kN/m
W_{max}= 2.5*1 + 30.96*1= 33.46 kN/m
$W_{min(factored)}$ =1.6*2.5= 4 kN/m
$W_{max(factored)}$ = 1.6*33.46= 53.5 kN/m

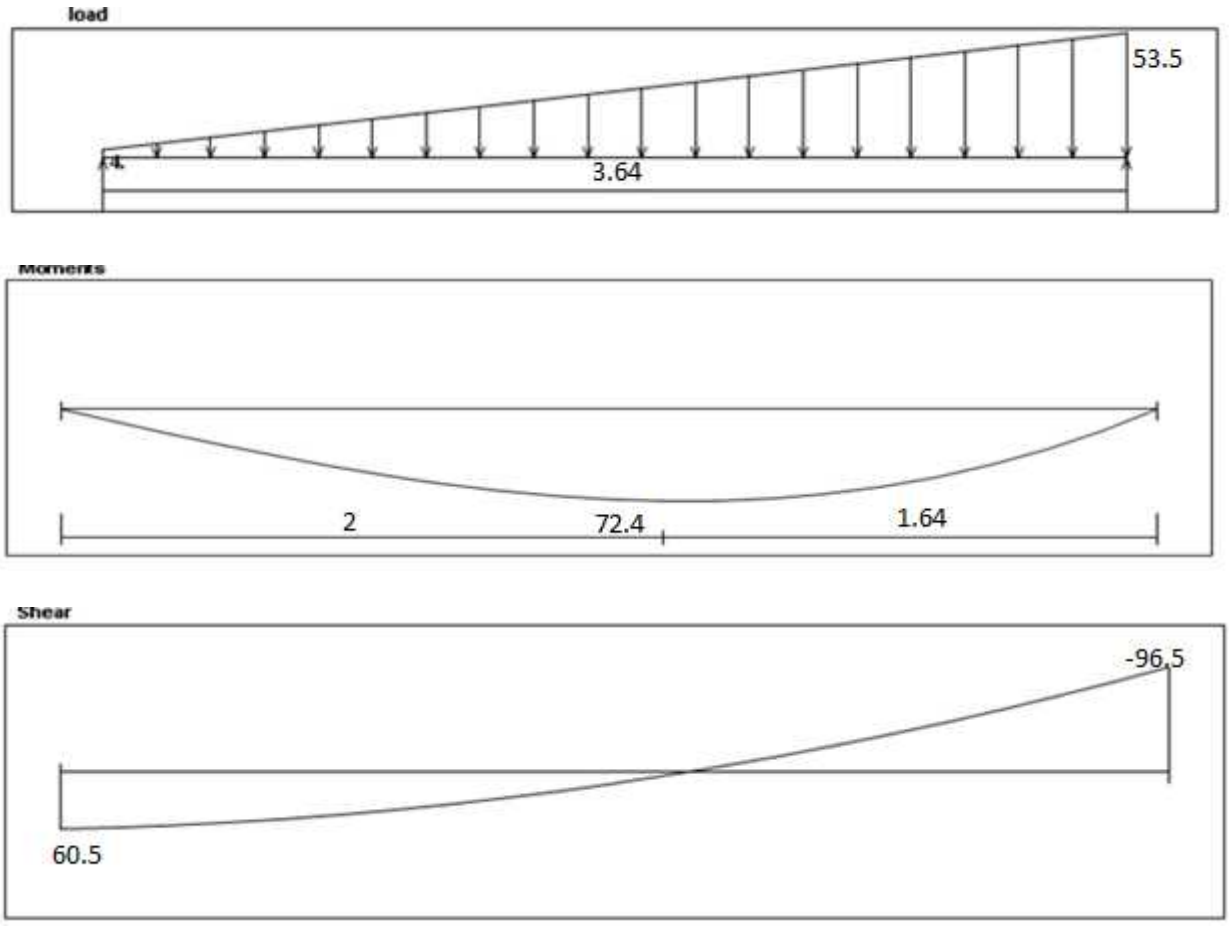


Fig 4.21: Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

⇒ **Design :**

Thickness Calculation :

Assume ρ =0.01

Mu = 72.4kN.m

Mn =72.4 /0.9 =80.44 kN.m

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.588$$

$$K_n = \rho \times fy \times (1 - 0.5m\rho) = 0.01\times 420\times(1-0.5\times 20.588\times 0.01) = 3.77\,Mpa$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{72.4\times 10^6}{0.9\times 1000\times 3.77}} = 146mm$$

$$h = 146 + 20 + 7 = 173\ mm$$

$$select \quad h = 300\,mm$$

Design of the Vertical reinforcement:

$$d = 300 - 20 - 14/2 = 273\,mm$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{72.4 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 273^2} = 1.08Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.08}{420}}\right) = .00264$$

$$As_{req} = .00264 \times 1000 \times 273 = 721.6\,mm^2/m$$

$$As_{\min} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360mm^2/m$$

$$As_{\min} = 360mm^2/m < As_{req} = 721.6mm^2/m$$

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{721.6}{154} = 5$$

Select Φ12@20cm c/c

Design of the Horizontal reinforcement:

Select the greater of:

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

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{600}{78.5} = 8$$

Select Φ12@25cm c/c , In tow layer

Check for Shear :

$$Vu = 96.5 - \frac{(53.5 + 4)}{2} \times (0.15 + 0.273) = 84.3KN.m$$

$$\phi \times Vc \geq Vu$$

$$\phi \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 273$$

$$\phi Vc = 167 >> Vu = 84.3kN$$

$$\therefore\ No\ Shear\ Reiforcement\ Required$$

4.11 Design of isolated footing-Part B

- **Design of Isolated footing (Under ColumnC7):**

f_c'	fy
27 Mpa	400Mpa

✓ **Load Calculation:-**
- From column (C202):

* factored load (Pu) = 11450 KN

* Service Surcharge = 5 KN/m²

* Column dimensions =95 cm*95 cm

* Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

* Soil density = 18 KN/m3

* Soil weight = 0.6*18= 10.8 KN/ m²

Pu(KN)	Service Surcharge	Column dimensions	all. soil pressure	Soil density	Soil weight
11450	5 KN/m²	(95*95) cm	400 KN/ m²	18 KN/m3	10.8 KN/ m

✓ **Calculating the weight of footing, soil, and Surcharge :**
- Weight of footing (assume $h_{footing}$ = 125cm)

$w_{footing}$ = 1.25*25 = 31.25 KN/m²

- Total Surcharge load foundation:

WT = Soil weight + $w_{footing}$ +Surcharge load =10.8+31.25 + 5 = 47.1 KN/m²

- Net soil pressure q_{net} :

q_{net} = 400 – 47.1 = 352.9 KN/m²

- Required sizes of footing:

A,required = $\frac{p_n}{q_{net}} = \frac{11450}{352.9}$ = 32.45m²

Try 5.7*5.7 Area = 32.49 m2

$h_{footing}$	$w_{footing}$	w_{soil}	**WT**	q_{net}	**A,required**
125cm	31.25 KN/m²	10.8 KN/m²	47.1 KN/m²	352.9KN/m²	3.23m²

✓ **Depth of footing and shear design:**

Pu = 11450 kN

$qu = \frac{11450}{32.49}$ = 352.5 KN/m²

Try area	Pu	qu
5.7*5.7 m	11450 KN	352.5KN/m²

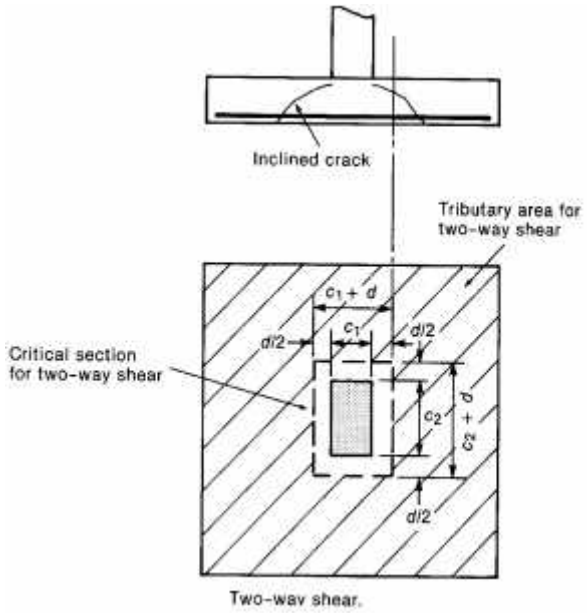


Fig 4.22 : Isolated Footing

- ✓ **Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-**
- ✓ **Check for One Way Shear Strength**

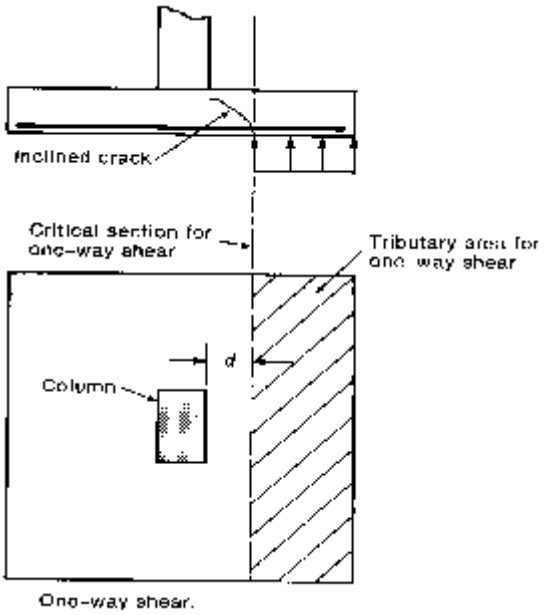


Fig 4.23: One way shear strength

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{5.7}{2} - \frac{0.95}{2} - d\right) * 352.5 * 5.7$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{27} * 5.7 * d * 10^3$$

$$Let, ¤Vc = Vu$$

$$d = 2.82m$$

$$h = 2.82 + 0.075 + 0.020 = 2.915mm$$

Try h = 400 mm

d =400 – 75 – 20= 305 mm

Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	260	355	400	305

✓ **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:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{950}{950} = 1.00$$

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

b_o =2(0.95+1.155)+2(0.95+1.155)= 8.42 m.

$\sim_s$ **= 40…….for interior column**

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.00}\right)*\sqrt{27}*8.42*1.155*10^3 = 18950kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*1.155}{8.42}+2\right)*\sqrt{27}*8.42*1.155*10^3 = 23646.2kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{27}*8.42*1.155*10^3 = 12634kN$$

$_C$	b_o **(m)**	$\sim_s$	$¤.V_C$ **(KN)**
1.00	8.42	40	12634

$$Vu = ((5.7*5.7)-((0.95+1.155)*(0.95+1.155))*352.5 = 9890.8kN$$

Vu=9890.8KN < ΦVc =12634…… OK
H = 1.25m …..

✓ **Design for Bending Moment of long & short directions.**

h (m)	d (m)	b(m)
1.25	1.155	5.7

d = 1.25-0.075-0.020 = 1.155 mm

Mu =352.5*5.7*1.25*1.25/2 = 1569.7 KN.m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 27} = 17.43$

$Rn = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{1569.7 * 10^6 / 0.9}{5700 * (1.155)^2} = 0.226$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{17.43}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.43)(0.226)}{400}}) = 0.000577$

As_{req}= 0.000577 (5700) (1155) = 3798.7 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (5700) (1250) = 12825 mm^2

As_{req}= 3798.7 mm^2 < As_{min} = 12825 mm^2 ….. OK

As= As_{min} = 12825 mm^2

Take 51 Φ 20 , As,provided = 12979.5 cm² > As,required = 12825cm²

$S = \frac{5700 - 75*2 - 51*20}{50}$ = 90.6 mm **< Smax=450mm**

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*1250 =3750 mm

2. 450 mm - control

S = 90.3 mm < S,max = 450 mm – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	$As_{prov}(mm^2$	S(mm)
1569.7	17.43	0.226Mpa	0.000577	3798.7	12825	12980	90

- Check strain

Tension = Compression

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

$$2001 \times 400 = 0.85 \times 27 \times 1800 \times a$$

$$a = 19.38mm$$

$$c = \frac{19.38}{0.85} = 22.8mm$$

$$£_s = \frac{515 - 22.8}{22.8} \times 0.003 = 00.065 > 0.005 ...ok$$

As(mm^2)	a (mm)	c (mm)	$£_s$
2001	19.38	22.8	0.065

✓ **Development length of flexural reinforcement:**

Ld for Φ 25:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\cdot t * \cdot e * \cdot s}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{400}{\sqrt{27}} \times \frac{1*1*1}{2.5} \times 25 = 692.82mm$$

Available length = ((1800-600)\2)-75=525mm

692.82mm> 525mm ……ok

✓ Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design): - In footing :

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\, fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = 0.95 * 0.95 = 0.9025\ m^2$

$A_2 = 5.7 * 5.7 = 32.5\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{32.5}{0.9025}} = 6.0 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 27 \times 0.9025 \times 2) \times 1000 = 26926\ KN$$
$$\Phi Pn = 26926 > Pu = 11450\ \text{KN} \ldots\ldots\ldots .ok$$

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 950 * 950 = 4512.5 mm2

Use 18Φ 25 , As,provided = 8835.7mm² > As, required = 4512.5 mm²

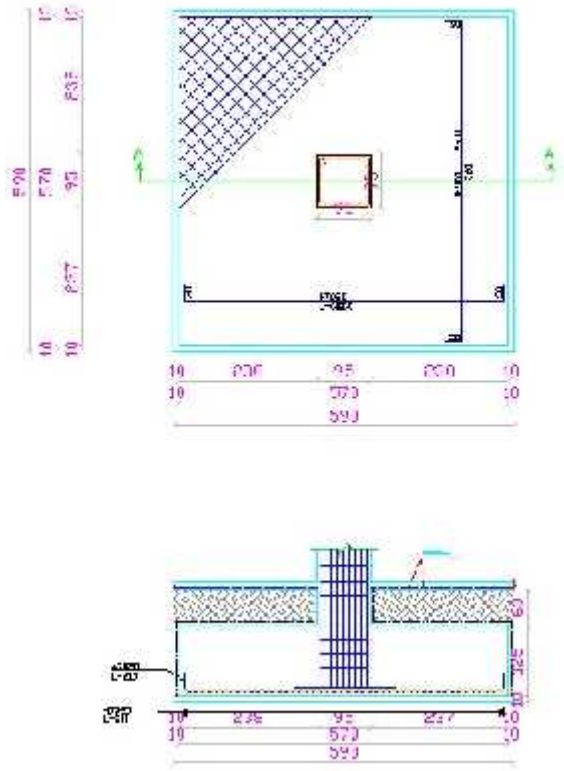


Fig 4.24 : Details of footing (F4)

الفصل الخامس

الملحقات

0

١.٥ .Appendix A: Architectural Drawings

٢.٥ .Appendix S : Structural Drawings

3.5 _Appendix c

4.5 المصادر و المراجع.

APPENDIX (A)
ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (S)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

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

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

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

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

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

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

٣.٥ المصادر والمراجع

1. American Concrete Institute (A.C.I),
2. **Building code Requirement for structural concrete** (ACI-318M-08).
3. Uniform Building Code (UBC).

٤. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.

٥. إبراهيم عابد – عمر أبو عرام- نوح زيدات ، " التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية و المصرفية" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠١٢م.