التصميم الإنشائي لـِ " مبنى سكن طالبات " المقترح إنشاؤها في أبو رمان – جامعة بوليتكنك فلسطين.

فريق العمل

ملاك اخليل **حنين أبو عياش**

بثينة الجندي **اسراء بحر**

إشراف :

د. نافز ناصر الدين

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل– فلسطين

كانون الثاني – سنة ٢٠١٧ م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ " مبنى سكن طالبات " المقترح إنشاؤها في

أبو رمان – جامعة بوليتكنك فلسطين .

فريق العمل

ملاك اخليل	**حنين أبو عياش**
بثينة الجندي	**اسراء بحر**

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د. نافز ناصر الدين	**د. غسان دويك**

توقيع اللجنة الممتحنة

كانون الثاني – سنة٢٠١٧م

الاهداء

بكل فخر واعتزاز أهدي باكورة أعمالي هذه.....

الى من روى الأرض بعرقه ودمعه ودمه ليروي بنيه علما.....

والدي العزيز

الى من عانت وقدمت الرخيص والنفيس...الى رمز العطاء.....

أمي الحبيبة

الى الأعزاء على قلبي.....أخوتي.

الى زملائي بكل مراحل الدراسة.

الى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى.

الى وطني الغالي فلسطين.

الى كل من أحبنا واحببناه.

فريق العمل

بسم الله الرحمن الرحيم

قال تعالى : (اللَّهُ وَلِيُّ الَّذِينَ آمَنُوا يُخْرِجُهُم مِّنَ الظُّلُمَاتِ إِلَى النُّورِ)

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذه بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور (نافز ناصر الدين) المشرف على هذا العمل .

إلى زملائي المخلصين، الذين ما توانوا عن تقديم ولو قليل المساعدة.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

كما ونتقدم بخالص الشكر إلى كل من ساهم في إتمام هذا البحث، بدءاً بالمؤسسة التعليمية وعلى رأسها رابطة الجامعيين مروراً بالكادر التعليمي ونخص بالذكر أساتذة قسم المباني وكل من ساهم في إنجاح هذا العمل

فريق العمل

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لمبنى

"سكن طالبات "

ملخص مشروع التخرج

فريق العمل

ملاك اخليل اسراء بحر

حنين ابو عياش بثينة الجندي

إشراف

د.نافذ ناصر الدين

الخليل ، فلسطين

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة والأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل الأسعار وأعلى درجات الأمان يقع على عاتق المصمم الإنشائي.

في هذا المشروع سنقوم بعمل تصميم إنشائي **"لمبنى سكن طالبات "**،حيث يتكون من ٧ طوابق حيث المساحة الاجمالية للطابق الواحد حوالي ٦٠٠ متر مربع وبالتالي تكون المساحة الاجمالية للمشروع حوالي ٤٢٠٠متر مربع .

صمم المشروع بطريقة كتلية تقسم المبني الى كتلتين غير متماثلتين وتتصلان مع بعضهما البعض في الطابق الثاني والثالث .
يحتوي المشروع على بعض التراجعات التي تزيد من جمالية المبنى .
يحتوي المشروع على غرف سكنية وغرف للدراسة وغرف معيشة ومطابخ بحيث تلبي الحاجات السكنية للطالبات. ويحتوي الطابق الأرضي على صالات ترفيه ومطاعم.
سيقام المبنى على ارض بمساحة ٤٠٠٠ متر مربع في مدينة الخليل منطقة أبو رمان بجانب جامعة بوليتكنيك فلسطين وسوف يخدم هذا السكن طالبات الجامعة حيث تفتقر المنطقة الى سكنات تخدم الطالبات.
من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ،ولتحديد أحمال الزلازل ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي(ACI_318_14)، ولا بد من الإشارةإلى انه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :

Autocad2007 , Atir , Safe , Etabs , Staadpro , Sab.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الانشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الانشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الانشائية التي تكون الهياكل الانشائية للمبنى، من المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

والله ولي التوفيق

Project Summary

In this project we are going to construct a structural design "Girl Students Residence" , such that this building consist of seven floors , where the total area of a single floor is around six hundred meter squared , so the whole area of the project is approximately four thousands and two hundred meter squared .

The project was designed in such way that divide the building into two not identical blocks , connected together in the second and third floors .
Some parts of the building are shifted back from the other parts which make the building has a good looking (beautiful) .

The project contains bedrooms , studying rooms , living rooms and kitchen that meet the students needs .
In the ground floor , there are restaurants and luxury halls . The building will be constructed on four thousands meter squared land in Hebron city - Abu Romman area next to Palestine Polytechnic University . This residence will be for the university's girls students because there is a lack in students residences in this region .

It is noteworthy that Jordan's code will be used to determine the live loads, and to determine the seismic loads, but for the structural analysis and design sections will be the use of the US Code (ACI_318_14), it must be noted that it will rely on some computer programs such as:
Autocad2007, Atir, Safe, Etabs, Staadpro, Sab, Robot, Revit،

The project will include a detailed structural study of the identification and analysis of the elements of construction and different loads expected and then the structural design of the elements and the preparation of shop drawings based on the prepared for all the structural elements that are structural frames of the building, it is expected after the completion of the project to be able to provide structural design of all structural elements with permission design Allah Almighty.

God grants succes

God grants success

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	المحتويات	
i	صفحة العنوان	
ii	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	
iii	الإهداء	
iv	الشكر والتقدير	
v- vi	ملخص المشروع باللغة العربية	
vii	ملخص المشروع باللغة الانجليزية	
viii-xii	فهرس المحتويات	
xii	فهرس الجداول	
xiii-xiv	فهرس الأشكال	
xiv-xv	List of abbreviations	
1	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	١-١
3	أهداف المشروع	١-٢

١-٣	مشكلة المشروع	3
١-٤	أسباب اختيار المشروع	4
١-٥	حدود مشكلة المشروع	5
١-٦	المسلمات	5
١-٧	فصول المشروع	6
١-٨	إجراءات المشروع	6-7
الفصل الثاني	الوصف المعماري	8
٢-١	مقدمة	9
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	10
٢-٣	موقع المشروع	11
٢-٤	أهمية الموقع	12
٢-٥	عناصر الحركة في المبنى	١٢
٢-٦	حركة الشمس والرياح	١٣
٢-٧	دراسة عناصر المشروع	١٤
٢-٧-١	وصف المساقط الأفقية	١٤
٢-٧-١-١	الطابق الأرضي	١٤
٢-٧-٢	وصف الواجهات	١٥
٢-٧-٢-١	الواجهة الشمالية	١٦
٢-٧-٢-٢	الواجهة الشرقية	١٧
٢-٧-٢-٣	الواجهة الغربية	١٨
٢-٧-٢-٤	الواجهة الجنوبية	١٩
٢-٨	وصف الحركة	٢٠
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي للمشروع	٢١

٣-١	مقدمة	٢٢
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	٢٢
٣-٤	الاختبارات العملية	٢٣
٣-٥	الأحمال	٢٤
٣-٥-١	الأحمال الرئيسية	٢٤
٣-٥-٢	الأحمال الثانوية	٢٥
٣-٥-١-١	الأحمال الميتة	٢٥
٣-٥-١-٢	الأحمال الحية	٢٦
٣-٥-١-٣	الأحمال البيئية	٢٦
٣-٥-٢-١	أحمال الانكماش والتمدد	٢٩
٣-٦	العناصر الإنشائية	٢٩
٣-٦-١	العقدات	٣٠
٣-٦-١-١	العقدات المفرغة	٣٠
٣-٦-١-١-١	العقدات المفرغة في اتجاه واحد	٣١
٣-٦-١-٢	العقدات الصمته في اتجاهين	٣١
٣-٦-٢	الجسور	٣٢
٣-٦-٢-١	الجسور الخرسانية العادية	٣٢
٣-٦-٣	الأعمدة	٣٣
٣-٦-٤	جدران القص	٣٤
٣-٦-٥	فواصل التمدد	٣٥
٣-٦-٦	الأساسات	٣٥
٣-٦-٧	الأدراج	٣٧
8-6-3	الاعصاب المستعرضة	٣٨

39	برامج الحاسوب المستخدمة	٧-٣
٤٠	**Structural analysis and design**	**Chapter 4**
٤١	**Introduction**	**4.1**
٤٢	**Factored loads**	**4.2**
٤٢	**Slab thickness calculations**	**4.3**
٤٤	**Load calculations**	**4.4**
٤٤	**Design of topping**	**4.5**
٤٦	**Design of rib(R112)**	**4.6**
٤٦	**Design of flexure of rib(15)**	**4.6.1**
٤٦	**Design of positive moment for rib(15)**	**4.6.1.1**
٤٦	**Design of negative moment for rib(15)**	**4.6.1.2**
٥٦-٤٦	**Design of shear for rib(15)**	**4.6.2**
٥٧	**Design of beam(4)**	**4.7**
٥٨	**Design of flexure for beam(4)**	**4.7.1**
٦١	**Design of positive moment for beam(4)**	**4.7.1.1**
٦١	**Design of negative moment for beam(4)**	**4.7.1.2**
٦٩-٦١	**Design of shear for beam(4)**	**4.7.2**
٧٠	**Design of Column (C1)**	**4.8**
٧٠	**Load Calculation for column(C1)**	**4.8.1**
٧٠	**Check for Slenderness for column(C1)**	**4.8.2**
٧١	**Design the column as concentrically loaded short column**	**4.8.3**
٧١	**Design of Ties for column(28)**	**4.8.4**
٧٨-٧٣	**Design of isolated Footing under column (1)**	**4.9**
٧٣	**Required size of footing**	**4.9.1**

4.9.2	One way shear	٧٤
4.9.3	Two way shear (Punching shear)	٧٤
4.9.4	Design for flexure in both direction	٧٤
4.10	Design of Stair case	٧٩
4.10.1	Minimum slab thickness for deflection	٨٠
4.10.2	Loads of stair case	٨١
4.10.3	Design of flight	٨١
4.10.4	Design of slab L1 (landing)	٨٢
4.11	Design of shear wall	٨٢
4.11.1	Calculation of seismic Load for wall	٨٣
4.11.2	Design of shear wall for shear & flexure	٨٥-٨٩

فهرس الجداول

اسم الجدول	وصف الجدول	رقم الصفحة
١-١	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	٥
١-٣	الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء	٢٠
٣-٢	أحمال الثلوج بناءاً على ارتفاع البناء عن سطح البحر	٢٢

4-1	calculation of the total load for (R113)	٤٤
4-2	calculation of the total load for (R113).	٤٦
4-3	Calculation of Beam dead load	٥٨

فهرس الأشكال

اسم الشكل	وصف الشكل	رقم الصفحة
٢-١	مخطط الموقع المقترح للمشروع	8
٢-٢	مقطع التفصيلة في الدرج	9
٢-٣	حركة الشمس والرياح	١٠
٢-٤	مخطط الطابق الارضي	١١
٢-٥	الواجهة الشمالية	١٢
٢-٦	الواجهة الشرقية	١٣
٢-٧	الواجهة الغربية	١٤
٢-٨	الواجهة الجنوبية	١٤
٣-١	انتقال الأحمال	١٩
٣-٢	تاثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	١٩
٣-٣	تاثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	٢٣
٣-٤	رسم توضيحي للعناصر الانشائية	٢٥
٣-٥	العقدات المفرغة في اتجاه واحد	٢٦

٣-٦	العقدات المصمته في اتجاهين	٢٦
٣-٧	اشكال الجسور	٢٧
٣-٨	انواع الاعمده المستخدمة	٢٨
٣-٩	جدار القص	٢٩
٣-١٠	شكل الاساس المنفرد	٣١
٣-١١	مقطع طولي في الأساس	٣٢
٣-١٢	توزيع الحديد في الأساس	٣٢
٣-١٣	مقطع توضيحي في الدرج	٣٢
4-1	R113 at the first floor slab.	٤٣
4-2	Typical section in ribbed slab)	٤٤
4-3	Typical section in Topping.	٤٤
4-4	Spans Length of Rib (113).	٤٧
4-5	Rib 113 geometry.	٤٨
4-6	Rib 113 Envelope	٤٩
4-7	Reinforcement of Rib (113).	٥٦
4-8	location Beam(B121).	٥٧
4-9	Beam (121) at the first floor slab.	٥٨
4-10	Beam (121) geometry.	٥٩
4-11	Beam Envelope.	٦٠
4-12	Detail of B121.	٦٩

٦٩	Section in B121.	4−13
٧٣	C(1) Detail.	4-14
٧٤	One way shear	4-15
٧٥	Two-way shear	4-16
٧٨	Footing's Details.	4-17
٧٩	Shear Walls in Building	4-18
٧٩	shear and moment diagram of wall	4-19
٨٢	Stair ST2	4-20
٨٧	section A-A in Stair ST2	4-21
٨٨	:section B-B in Stair ST2	4-22

List of abbreviation:

D_L: Dead load.

L_L: live load.

W_u: factored total load.

L_n: clear length of member.

δ: thickness of a layer.

γ: unit weight of material.

M_n: nominal moment.

M_u: factored moment at section.

f'_c: Compression strength of concrete.

f_y: specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

ρ: ratio of steel area.

ε_s: strain of tension steel.

Ø: strength reduction factor.

V_n: nominal shear strength.

V_u: factored shear force at section.

V_c: nominal shear strength provided by concrete.

V_s: nominal shear strength provided by shear reinforcement.

A_s: area of steel.

A_v: area of shear reinforcement.

b: width of compression face of member.

b_w: web width.

d: distance from extreme compression fibers to centroid of tension reinforcement.

h: over all thickness of member.

P_n: nominal axial load.

P_u: factored axial load./// S: spacing between bars.

الفصل الثالث– الوصف الإنشائي للمشروع

٣–١ مقدمة

٣–٢ هدف التصميم الإنشائي

٣–٣الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

٣–٤ الاختبارات العملية

٣–٥ الأحمال

٣–٦ العناصر الإنشائية

٣–٧ البرامج الحاسوبية المستخدمة

(٣-١) مقدمة:-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحـــة تماما للمشروع المراد إنشاؤه، فبعد الانتهاء من الفصـــلين الثاني والأول يصـــل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشـــروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصـــادية، بالإضـــافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشـائية التي يشـتمل عليها المشـروع لأجل اختيار العناصـر الأنسـب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصـر بحيث تحقق العاملين السـابقين إضـافة إلى عدم التضـارب مع المخططات المعمارية الموضـوعة، ولذلك فأن هذا يتطلب وصـفاً شـاملاً للعناصـر الإنشـائية المكونة للمشـروع التي سيتم التعامل معها وتصـميمها لاحقا في بنود هذا المشـروع من أجل الوصـول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي:-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية، ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فإن التصـميم الإنشـائي الذي يراد القيام به في مشـروعنا هو تصـميم المقاطع الإنشـائية للعناصـر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (American Concrete Institute)(ACI 318-08M) ، ولتحديد أحمال الزلازل والرياح فسيتم استخدام (U.B.C-97)،واستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج الحاسوبية لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة علية و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

١) عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.

٢) التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.

٣) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.

٤) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

(٣-٣) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:-

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المطلوب والآمن وطريقة العمل المناسبة.

(٣-٤) الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها.

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة، حيث تم الحصول على عينات لفحص التربة وتم اعتماد قوة تحمل التربة حسب نتائج الفحوصات لتربة اساسات الابنية المجاورة وتساوي($400\ KN/m^2$).

(٣-٥) الأحمال:-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها، إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه.

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

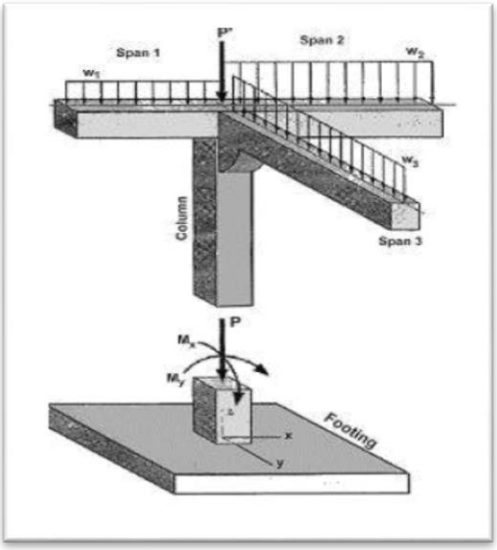
(٣-٥-١) الأحمال الرئيسية (Main Loads)، ومنها :-

١-الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .

٢-الأحمال الحية(Live Load –LL) .

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .

٣-الأحمال البيئية.



الشكل رقم (٣-١) انتقال الأحمال .

(٣-٥-٢)الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشـــتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرســـانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس ويتم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة بها سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

(٣- ٥-١- ١)الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة دائما عن وزن العناصـر الإنشـائية (عن الجاذبية)، كالأوزان على مختلف أنواعها سـواء الأوزان الذاتية للمنشأ، أو أوزان العناصر الثابتة فوقها، وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى، أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإسـتنادية مثلاً، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المسـتخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح والجدران الخارجية، وأعمال الأرضيات، ومواد العزل، والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، والقصارة والتمديدات الكهربائية والصحية والأتربة المحمولة . والجدول رقم (٣- ١) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني .

رقم البند	المادة(Material)	الكثافة النوعية . Weight (KN/m^3)
1	البلاط (Tile)	23
2	المونة الإسمنتية (Mortar)	22
3	الرمل (Sand)	18
4	الطوب الإسمنتي المفرغ (Hollow Block)	12.5
6	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	25
7	القصارة (Plaster)	22

(٣- ٥-١- ٢) الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، أو استعمالات أي جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة، وأحمال القصور الذاتي ، ويمكن تصنيفها كالتالي:-

١) الأحمال الديناميكية: مثلا الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .

٢) الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر، كأثاث البيوت، والقواطع، والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة.

٣) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجودة، مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.

٤) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

(٣- ٥-١- ٣) الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالاً متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، والارتفاع للمبنى، وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

١) أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (٣- ٢)

(حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

جدول (٣-٢) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	رقم البند
250 > h	0	1
500 > h > 250	(h-250) /1000	2
1500 > h > 500	(h-400) / 400	3

٢) أحمال الرياح:-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سـرعة الرياح القصـوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشـأ عن سـطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشـأ نفسـه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى . ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام(U.B.C-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

P=Ce*Cq*qs*Iw

Ce: Combined height.

Cq: Pressure coefficient of structure.

Iw: Importance factor.

P: Design wind pressure.

٣) أحمال الزلازل :-

من اهم الاحمال البيئية التي تؤثر ع المبنى وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشـــأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل، ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً ، وتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتمادا ورجوعا الى الكود المستخدم (UBC 1997).

(٣- ٥-٢-١)أحمال الانكماش والتمدد :-

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصـــل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المســـتخدم في التصميم.

وجدير بالذكر أننا قمنا باختيار أحمال للوحدات بناء على مواصفات الكود الأردني للأحمال والتي هي كالتالي :

$\text{Life load} = 2\ \text{KN/m}^2$.

$\text{Partitions} =$
$2.39\ \text{KN/m}^2$.

(٣-٦) العناصر الإنشائية :-

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصـــر الإنشـــائية التي تتكاثف لكي تحافظ على اســـتمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر : -

١) الأساسات Foundation .

٢) الأعمدة Columns .

٣) الجسور Beams .

٤) العقدات Slabs .

٥) جدران القص Shear walls .

٦) الأدراج Stairs .

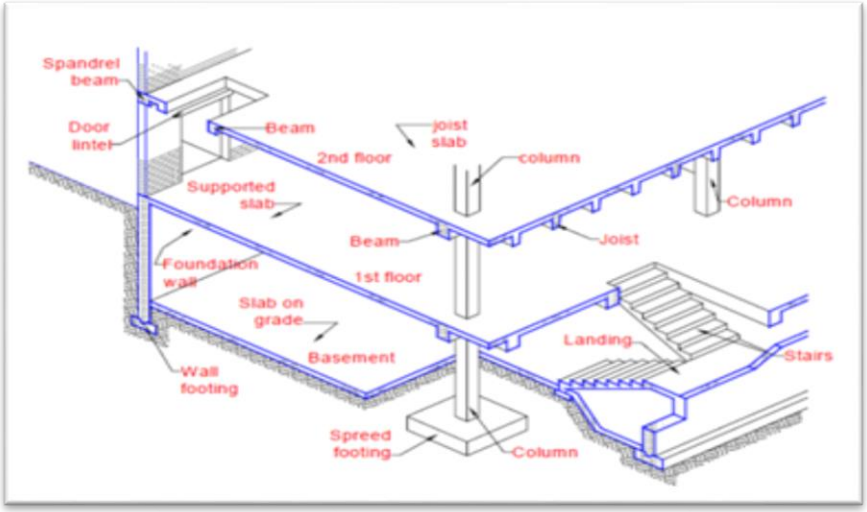
٧) جدران استناديه Retaining Walls .

٨) جدران حاملة Bearing Walls .

٩) فواصل التمدد Joint System.

١٠) الاعصاب المستعرضة

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى : -



الشكل (٣ - ٤) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

(٣-٦-١) العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات، ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

١) العقدات المفرغة(المعصبة)Ribbed Slabs.

(٣- ٦-١- ١) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

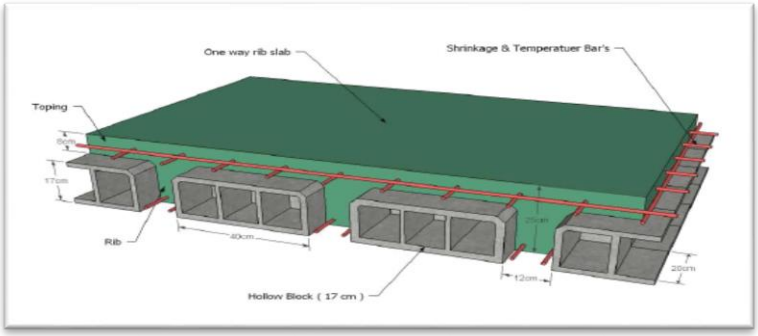
العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

١) العقدات المفرغة في اتجاه واحد(One Way Ribbed Slabs) وتم استخدام هذا النوع في هذا المشروع.

٢) العقدات المفرغة في اتجاهين(Tow Way Ribbed Slabs) .

(٣- ٦-١- ١ -١)العقدات المفرغة في اتجاه واحد(One Way Ribbed Slabs) :-

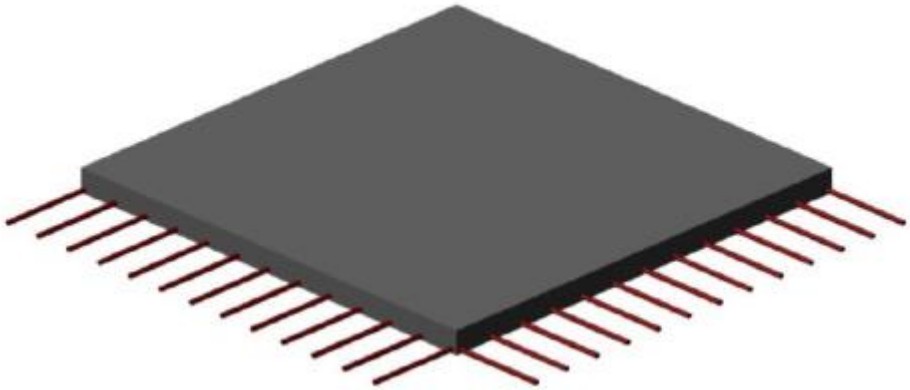
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات تكون عادة تتخذ شكل المستطيل، وتم استخدام هذه البلاطات في عقدات الفراغات في هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (٣-٥) العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

(٣- ٦-١-٢)العقدات المصمتة في اتجاهين(Tow Way Solid Slabs) :-

إن العقدات المصمتة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة.



الشكل (٣-٦) عقدات مصمتة في اتجاهين .

(٣-٦-٢) الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب، وهي من النوع الخرساني :-

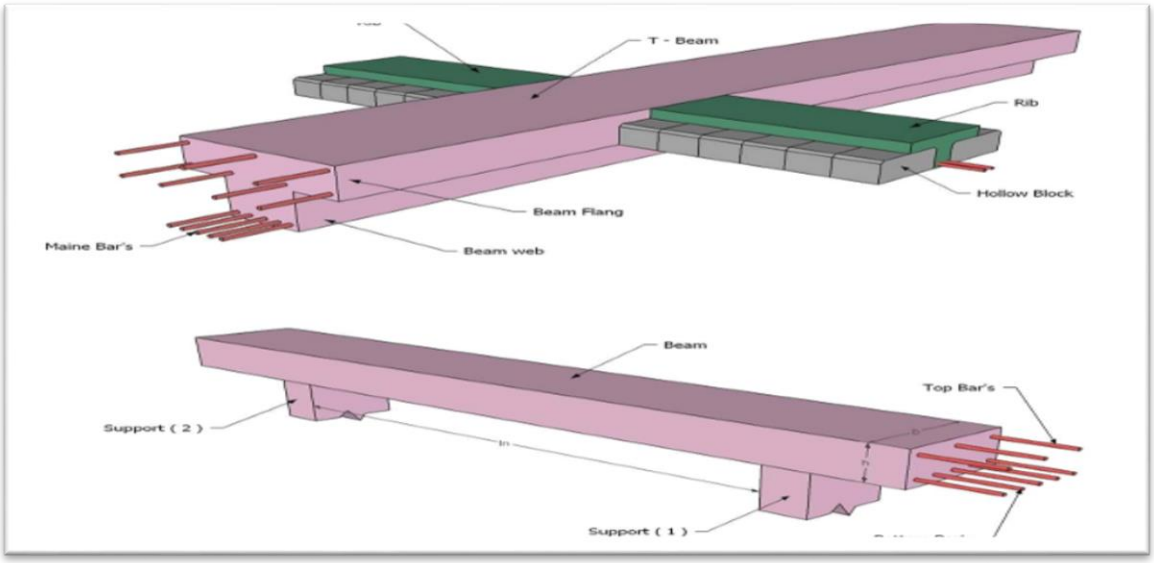
(٣-٦-٢-١) الجسور الخرسانية العادية :-

١) الجسور المسحورة : عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

٢) الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L –T–section .

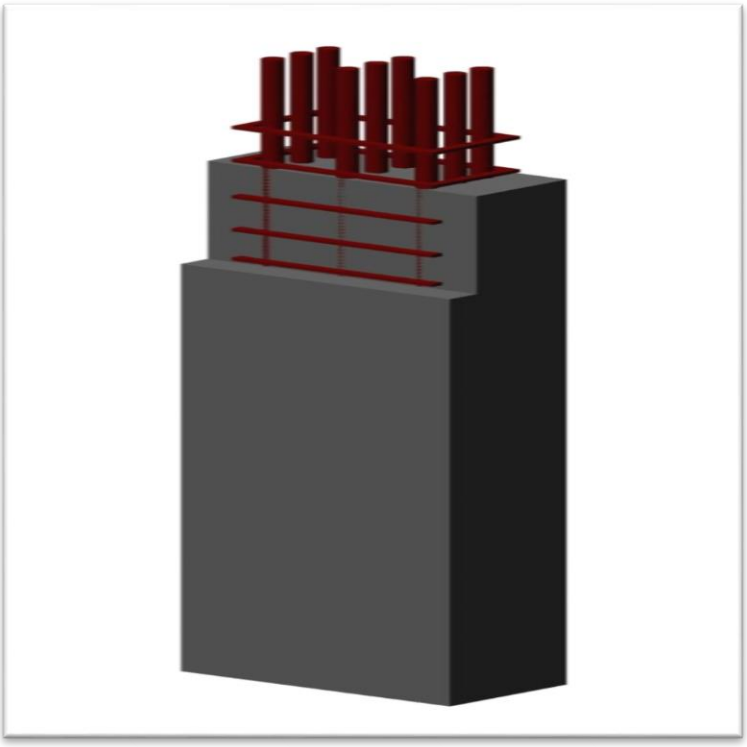
ونظرا للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها .



الشكل (٣-٧) أشكال الجسور .

(٣-٦-٣) الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين، الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متساوية من حيث الطول، ومن حيث الشكل فهي مستطيلة الشكل، ويبين الشكل (٣- ٨) مقطع الأعمدة.



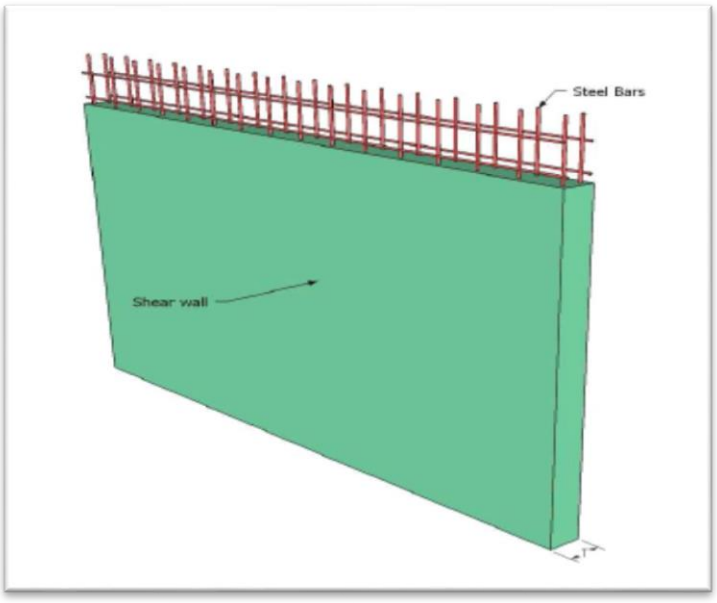
الشكل(٣-٨) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

(٣-٦-٤) جدران القص (Shear Wall) :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall)، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن.

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة، وتتمثل هذه الجدران، بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (٣-٩) جدار القص

(٣-٦-٥) فواصل 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. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها.

وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

١) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.

٢) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.

٣) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.

٤) (28m) في المناطق الجافة.

*يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

وقد تم استخدامها في منطقة الاتصال بين المبنيين في الطابق الثاني والثالث..

(٣-٦-٦) الأساسات :-

وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

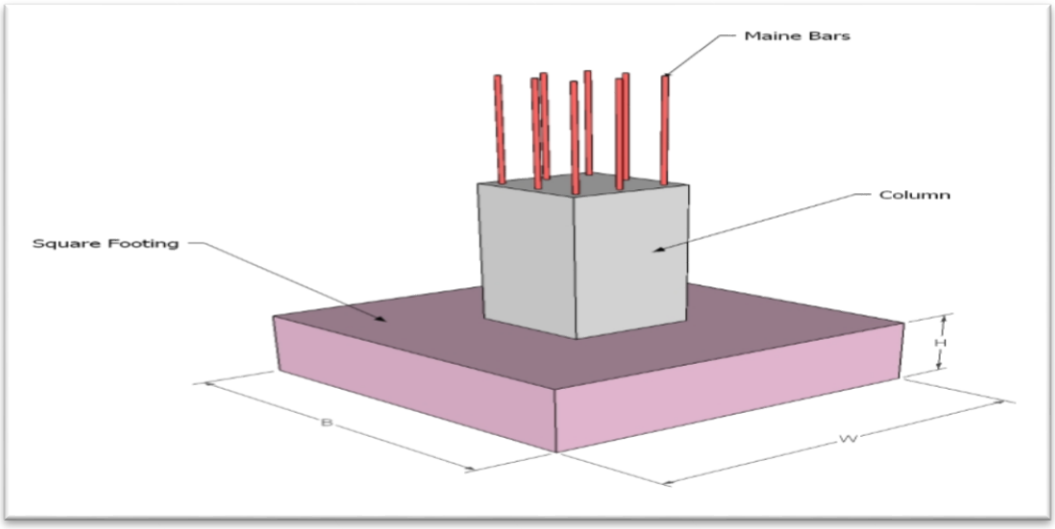
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى.

وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

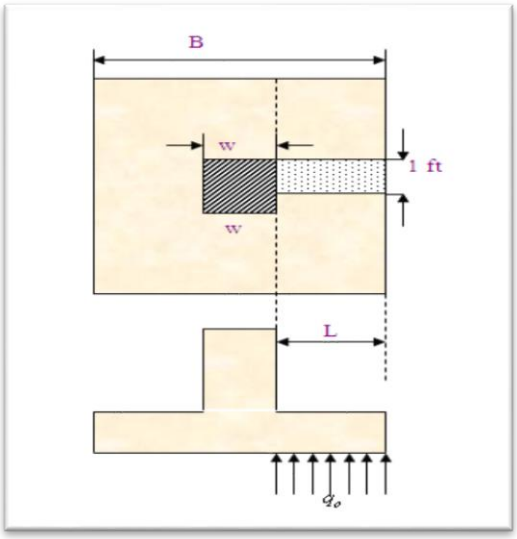
والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون أساسات لقواعد شريطية، أو أساسات لقواعد منفصلة، أو أساسات لبشة أو حصيرة.

وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصول على طبقة

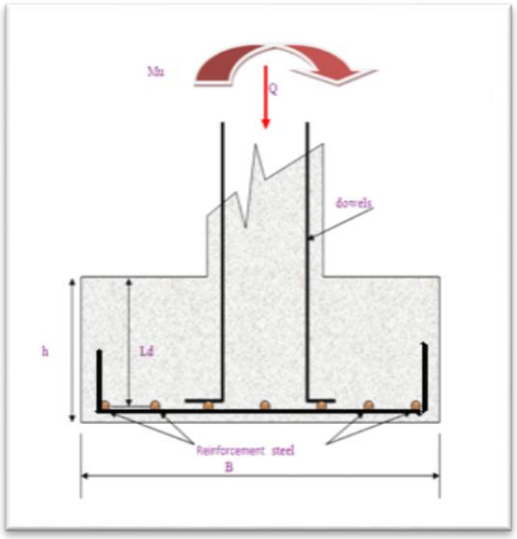
صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.



الشكل (٣-١٠) : شكل الأساس المنفرد .



الشكل(٣-١١) مقطع طولي في الأساس

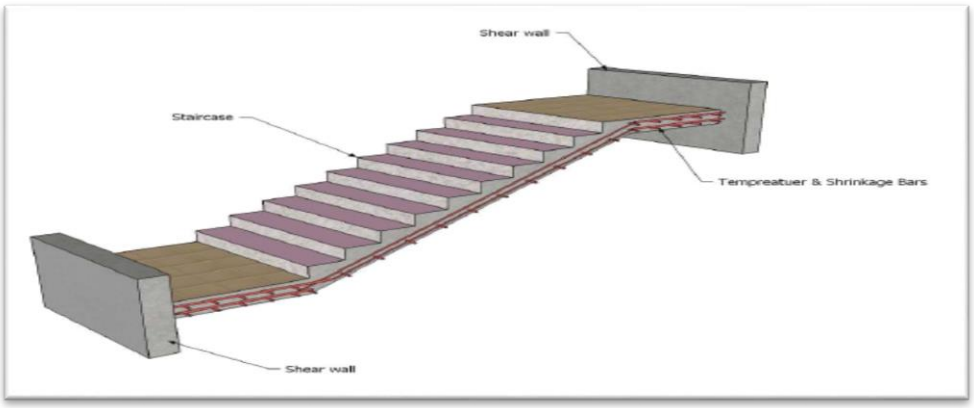


الشكل(٣-١٢) توزيع الحديد بالأساس

(٣-٦-٧) الأدراج :-

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع، وكذلك سنأخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي للأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي.

والشكل (٣- ١٣) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل(٣-١٣) مقطع توضيحي في الدرج .

(٣-٦-٨) الأعصاب المستعرضة :-

هي عبارة عن العنصر الانشائي المستخدم في الأعصاب التي يتجاوز طولها ٦ متر ، وتعمل كقسامة للزيادة من الصلابة (stiffnes) والتقليل من الحركة الاهتزازية الناجمة عن طول الأعصاب.

اذا فهذا العنصر الانشائي يعمل كأداة تستخدم لربط وضم هذه الأعصاب معا .

Cross Ribs

Cross Ribs ➔To improve load distribution under partial loading

LL ≤300 kg/m^2

$L_2 \leq 5$ m ➔ no cross ribs

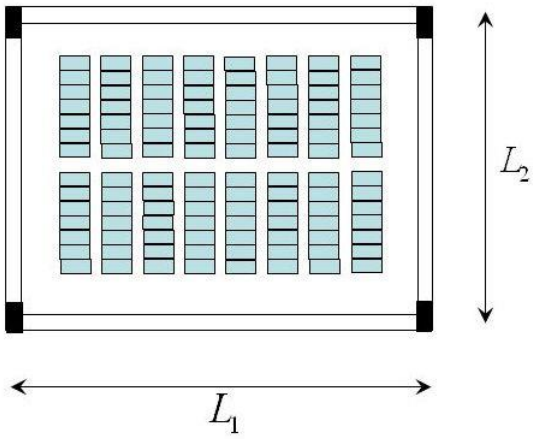
$L_2 > 5$ m ➔ one cross rib

LL > 300 kg/m^2

$L_2 < 4$ m ➔ no cross ribs

$4 \leq L_2 \leq 7$ m ➔ one cross ribs

L2 > 7 m ➔ three cross ribs



7

الشكل(٣-١٤) العصب المستعرض

(٣-٧) البرامج الحاسوبية المستخدمة:-

١) AutoCAD 2010: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

٢) Atir: للتصميم الإنشائي.

٣) Etabs

٤) Safe

4

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4.1 Introduction.

4.2 Factored Loads.

4.3 Slabs Thickness calculation.

4.4 Load Calculation.

4.5 Design of Topping.

4.6 Design of Rib (113).

4.7 Design of Beam (B121).

4.8 Design of column (C1).

4.9 Design of Isolated footing (F1).

4.10 Design of shear wall.

4.11 Design of Stair (S2).

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 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.

4.1.1 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).

4.1.2 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.

4.2 Factored loads:

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L \qquad \textbf{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

NOTE:

$f_c' = 24\ Mpa.$

$f_y = 420\ Mpa$

$f_{yt} = 420\ Mpa$, will be used at design and calculations.

4.3 Slabs Thickness calculation:-

According to ACI-Code-318-08 table 9.5(a), the minimum thickness of non- prestressed beams or one way, slabs unless deflections are computed for simply supported one-way rib given as follow:

For rib (R112), as shown in fig. (4.1)

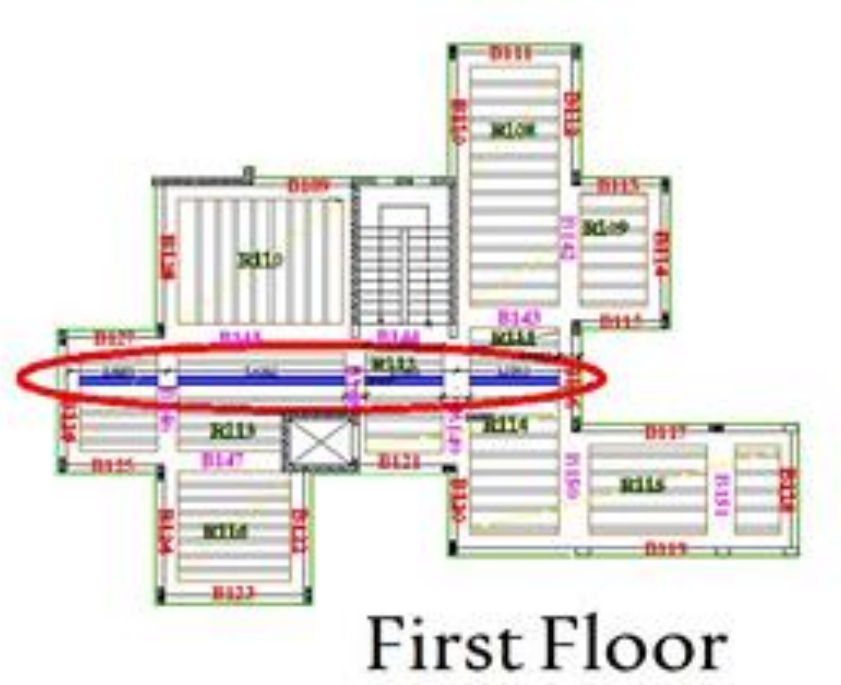


Fig (4-1): R113 at the first floor slab.

h_{min} for Simply supported = L/16

h_{min} = 4405/16 = 275.3mm

h_{min} for one-end continuous = L/18.5 longest one-end cont. is 3260 mm

h_{min} = 3260/18.5 = 176.2 mm

h_{min} for both-end continuous = L/21 longest both-end cont. is 5430mm

h_{min} = 5430/21 = 258.57 mm

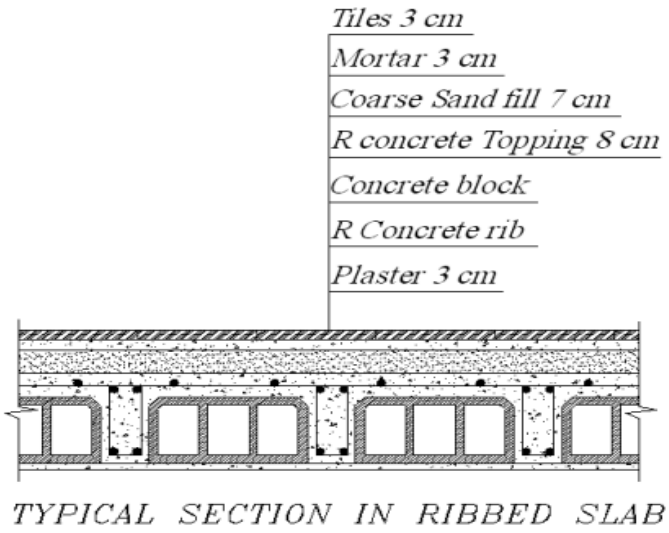
For Rib(113), use thickness of slab 32cm , (24cm block & 8cm Topping)

4.4 Load Calculation:-

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)
Tile	23	3
Mortar	22	3
Sand	18	7
Topping slab	25	8
Hollow block	12.5	24
Rib	25	24
Plastering	22	3
partition	$2.39KN/m^2$	

Table (4-1) calculation of the total load for (R113)

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:



TYPICAL SECTION IN RIBBED SLAB

Fig (4-2) Typical section in ribbed slab)

4.5 Design of Topping:-

4.5.1 Calculation of Dead load

Tile =23*0.03*1=0.69KN/m
Mortar = 22*0.03*1=0.66KN/m
Sand =18*0.07*1=1.26 KN/m
Topping = 25*0.08*1=2 KN/m
Partition=1*2.39=2.39 KN/m

D.L total = 7.0 KN/m

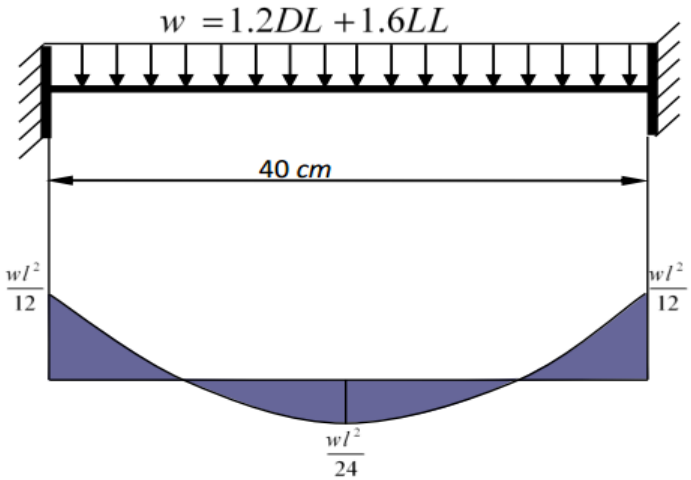


Fig (4-3) Typical section in Topping.

4.5.2 Calculation of live load

L.L $_{total}$ = 2 KN/m

Wu = 1.2D.L + 1.6L.L
= 1.2*7 + 1.6*2 = 11.6 KN/m

Check ΦMn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{11.6 * 0.4^2}{12} = 0.154 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * s$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

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

$$= 0.42\sqrt{25} * \frac{1 * 0.08^2}{6} * 10^3 = 2.24 kN.m$$

Ø=0.55 for plain concrete

$$\phi * Mn = 0.55 * 2.24 = 1.232 kN.m.$$

$$\phi * Mn = 1.232 > Mu = 0.154 KN.m.$$

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-08 (7.12.2)*

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

As (ϕ 8) =50.27mm2
So number of bars =144/50.27 = 2.86
Spacing= 1000/ (number of bars) =1000/2.86=349 mm
Check for max. Spacing
S=3h=3*80=240mm… (Control)
S=450mm
S=380(280/fs)-2.5Cc =380(280/.667*420)-2.5*20=330mm
S=300(280/fs) =300(280/0.667*420) =300mm

Then use Φ 8 @ 20cm for practical purposes in both directions.

4.6 Design of Rib (R113):-

Materials:-

Concrete B300, Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

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

4.6.1 Design constant:-

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

b_E =Ln/4= 3.3-0.6 / 4 =0.675 m

b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 1.4 m

b_E = c/c spacing between beams =0. 52 m

Control … 52cm

- Requirements for Slab Floor According to *ACI- (318-08).*

bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw ……..…….. ACI (8.13.2)

Select h=32cm<3.5*12=42cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……ACI(8.13.6.1)

Select tf=8cm

4.6.2 Calculation of Dead load:-

Dead load Calculation		
Tiles	**23*0.03*0.52**	**= 0.3588 KN/m**
Mortar	**22*0.03*0.52**	**= 0.3432 KN/m**
Sand	**18*0.07*0.52**	**= 0.6552 KN/m**
Topping	**25*0.08*0.52**	**= 1.04 KN/m**
Block	**12.5*0.24*0.4**	**= 0.96 KN/m**
Rib	**25*0.24*0.12**	**= 0.72KN/m**
Plastering	**22*0.03*0.52**	**=0.3432 KN/m**
Partition	**2.39*0.52**	**=1.2428 KN/m**

Table (4-2) calculation of the total load for (R113).

Total dead load = 5.6632 KN/m/rib

4.6.3 Calculation of Live load:-

From Jordanian live loads table live load for residential building is 2 KN/m²

Total live load = 2*0.52 = 1.04 KN/m/rib

System:-

One -way ribbed slab.

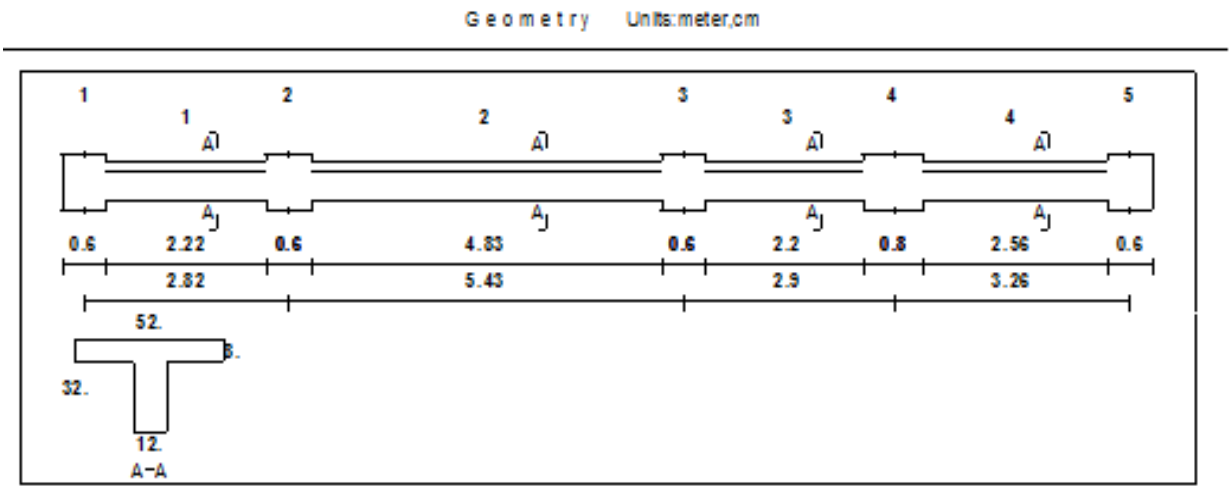


Fig. (4-4) Spans Length of Rib (113).

Loading:-

By using **ATIR** program, we get the envelope moment and shear diagram as the following:-

D.L $_{total}$ = 1.2*5.663 =6.80KN/m/rib **L.L $_{total}$ = 1.6*1.04=1.664 KN/m/rib**

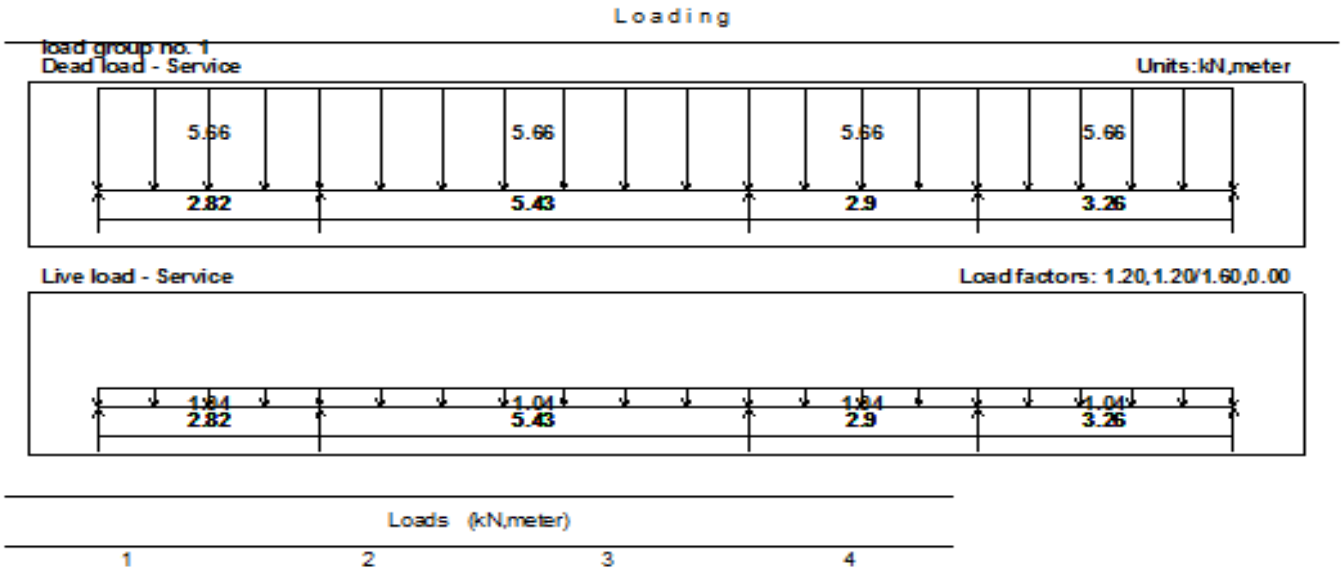
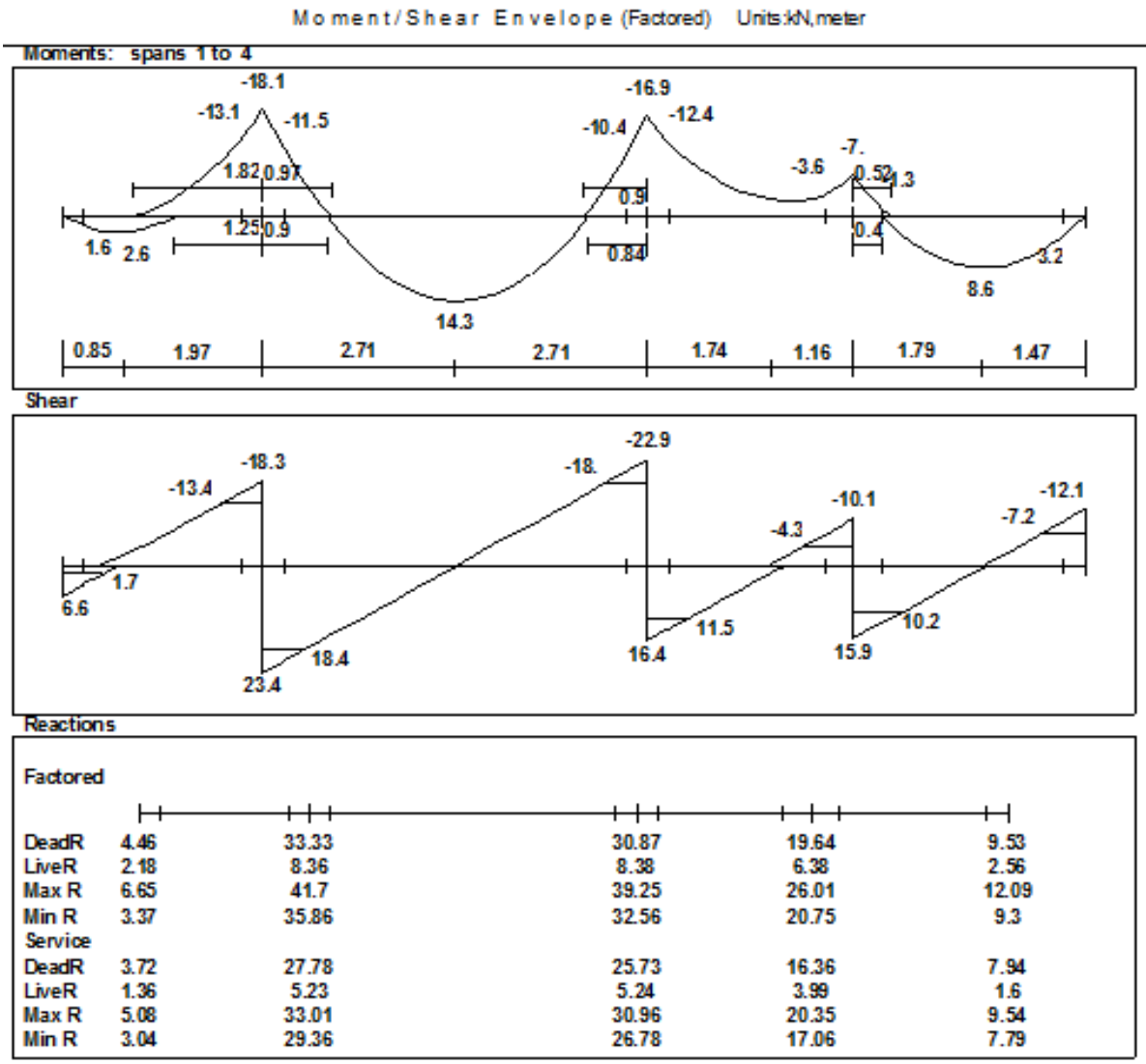


Fig. (4-5): Rib 113 geometry.



DeadR	4.46	33.33	30.87	19.64	9.53
LiveR	2.18	8.36	8.38	6.38	2.56
Max R	6.65	41.7	39.25	26.01	12.09
Min R	3.37	35.86	32.56	20.75	9.3
Service					
DeadR	3.72	27.78	25.73	16.36	7.94
LiveR	1.36	5.23	5.24	3.99	1.6
Max R	5.08	33.01	30.96	20.35	9.54
Min R	3.04	29.36	26.78	17.06	7.79

Fig. (4-6) Rib 113 Envelope.

4.6.4 Flexural Design: -

4.6.4.1 Design for positive Moment for Rib (R113):-

Use Mu max. Positive for span **Mu= +14.3 KN.m .**
Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:
For a = t_f = 8cm
Assume Ø=0.9
d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–10 – 12/2 = 284 mm.
Φ.Mnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)
=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.284-0.08/2)*10^3
Φ.Mnf = 186.354KN.m
ΦMnf =186.354 KN.m > Mu =14.3 kN.m
Rectanglular section

Design as a rectangular with b_E = 52cm
As = ρ.be .d

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{14.3*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.284)^2} = 0.378 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.378}{420}}\right) = 0.0009.$$

A_s = ρ.be .d = (0.0009)* (520)* (284) = 132.91 mm^2 .
Then use 2Φ 10,As=157.1 mm2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.03 mm^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2Φ10,As=157.1 mm2>113.6 , OK

Check for Tension steel yielding:-
Tension = compression
As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157.1*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.22mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3mm$

β=0.85….. $f_c < 28MPa$ ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{284-7.3}{7.3} \times 0.003 = 0.1137$

$\varepsilon_s = 0.1137 > 0.005$

For Mu Positive (Mu= +8.6 KN.m).

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

For a = t_f = 8cm

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–10 – 12/2 = 284 mm.

Φ.Mnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.284-0.08/2)*10^3

Φ.Mnf = 186.354KN.m

ΦMnf =186.354 KN.m > Mu =8.6 kN.m

Rectanglular section

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.be .d

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

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{8.6*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.284)^2} = 0.2278$ Mpa

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.2278}{420}}\right) = 0.00054$$

A_s = ρ.be .d = (0.00054)* (520)* (284) = 79.74 mm^2 .

Then use 2Φ 10,As=157.1 mm2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$A_s min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.03mm^2$

$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2$ (control)

For 2Φ10,As=157.1 mm2>113.6 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157.1*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.22mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3mm$

β=0.85….. $f_c < 28$MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{284-7.3}{7.3} \times 0.003 = 0.1137$

$\varepsilon_s = 0.1137 > 0.005$

4.6.4.2 Design for Negative Moment for Rib (R113):

Use Mu max. negative for support **Mu= - 13.1 KN.m**

Design as a rectangular with b = 12 cm

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

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{13.1*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.284)^2} = 1.5$ Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(1.5)}{420}}) = 0.0037.$

As = 0.0037 (120) (284) = 126.1 mm^2 .

Then use 2Φ 10,As=157.1 mm2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$A_s min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.37mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2$ (control)

For 2Φ10,As=157.1 mm2>113.6 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157.1*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.22mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3mm$

β=0.85….. f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{284-7.3}{7.3} \times 0.003 = 0.1137$

$\varepsilon_s = 0.1137 > 0.005$

For Mu negative (**Mu= - 12.4 KN.m**).

Design as a rectangular with b = 12 cm

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

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{12.4*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.284)^2} = 1.423$ Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.423)}{420}}) = 0.0035.$

As = 0.0035 (120) (284) = 119.28 mm^2 .

Then use 2Φ 10,As=157.1 mm2

Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$A_S\,min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.37mm^2$

$A_S\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2$ (control)

For 2Φ10,As=157.1 mm2>113.6 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157.1*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.22mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3mm$

β=0.85….. f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{284-7.3}{7.3} \times 0.003 = 0.1137$

$\varepsilon_s = 0.1137 > 0.005$

For Mu negative **(Mu= - 4.3 KN.m).**

Design as a rectangular with b = 12 cm

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

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{4.3*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.284)^2} = 0.493$ Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(0.493)}{420}}) = 0.00119.$

As = 0.00119 (120) (284) = 40.55 mm^2 .

Then use 2Φ 10,As=157.1 mm2

Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_S\,min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.37mm^2$$

$$A_S\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2Φ10,As=157.1 mm2>113.6 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157.1*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.22mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3mm$$

β=0.85….. f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{284-7.3}{7.3} \times 0.003 = 0.1137$$

$\varepsilon_s = 0.1137 > 0.005$

4.6.4.3 Design shear for Rib (R113):-

Factored shear forces at d=0.285 m from support

Vu_{max} =18.4 KN (From Shear Envelop)

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

ΦVc/2 < V_u <ΦV_c

1.1Φ Vc = 1.1*Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

= 1.1* 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 0.12 * 0.284*10^3 = 22.95 kN

0.5 Φ V_c = 11.475 KN.

0.5 Φ V_c < Vu < Φ V_c case II.

Min shear reinforcement is required except for concrete joist construction.

Use 2-leg Φ 10@ 150mm for practical use.

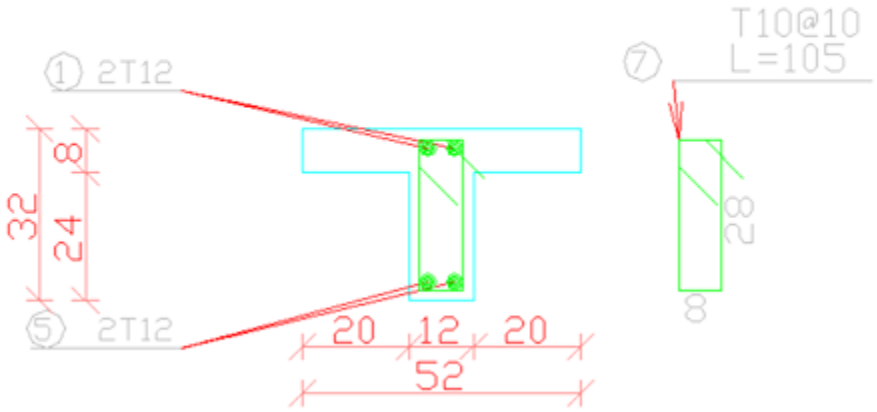


Fig (4-7): Reinforcement of Rib (113).

4.7 Design of Beam (B121):-

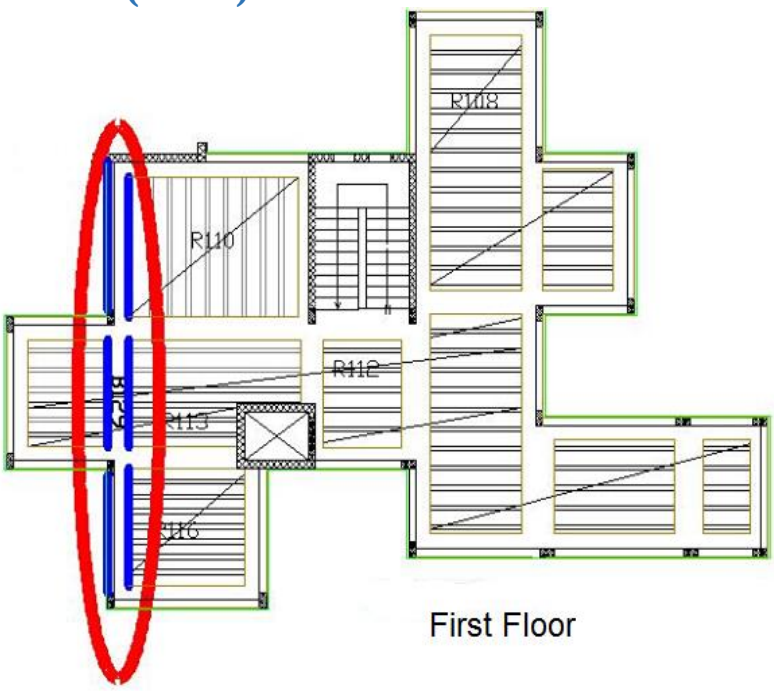


Fig. (4-8): location Beam(B121).

Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2
⇒ Section :-
⇒ Be=600mm
⇒ Bw=600mm
⇒ h=320 mm
⇒ d=320-40-10-16/2=262 mm

Loading :-

Reaction from Rib(R113) ,
D.L =19.69/0.52 =37.865.
L.L =3.62/0.52 =6.96.
Reaction from Rib(R116) ,
D.L =10.9/0.52 =20.96.
L.L =2/0.52 =3.846.

4.7.1 Calculation of Beam dead load

Load on Beam		
Tile	**23*0.03*0.6**	**=0.414 KN/m**
Mortar	**22*0.03*0.6**	**=0.396 KN/m**
Sand	**18*0.07*0.6**	**=0.756 KN/m**
Beam	**25*0.32*0.6**	**=4.8KN/m**
Plastering	**22*0.03*0.6**	**=0.396 KN/m**
Partition	**2.39*0.6**	**=1.434 KN/m**

Table (4-3) Calculation of Beam dead load.

∑Load=8.196 KN/m

DL=8.196*1.2=9.835 KN/m
LL=2*0.6*1.6=1.92 KN/m

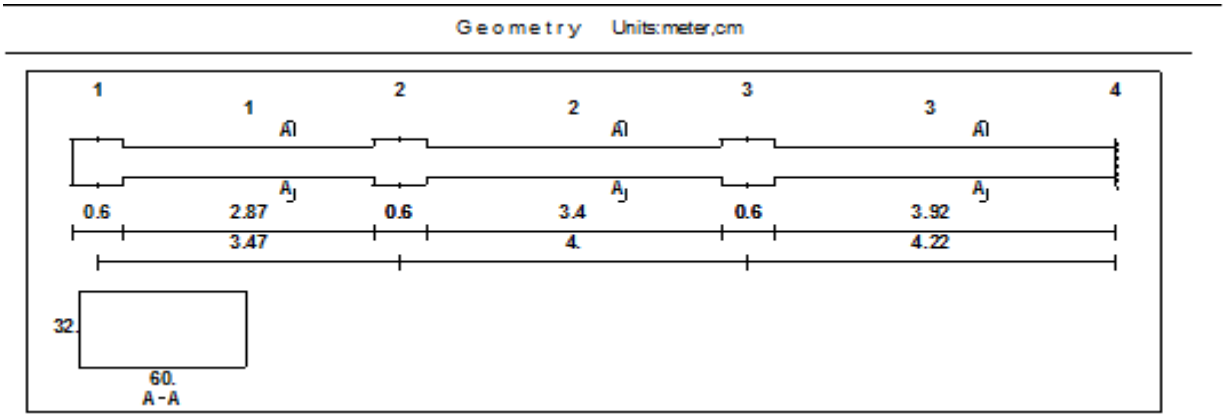


Fig (4-9): Beam (121) at the first floor slab.

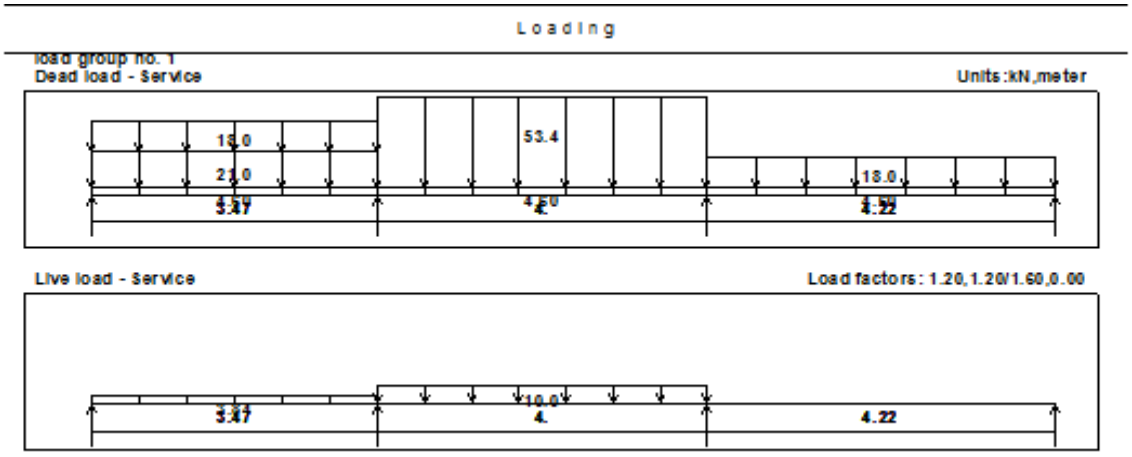


Fig. (4-10): Beam (121) geometry.

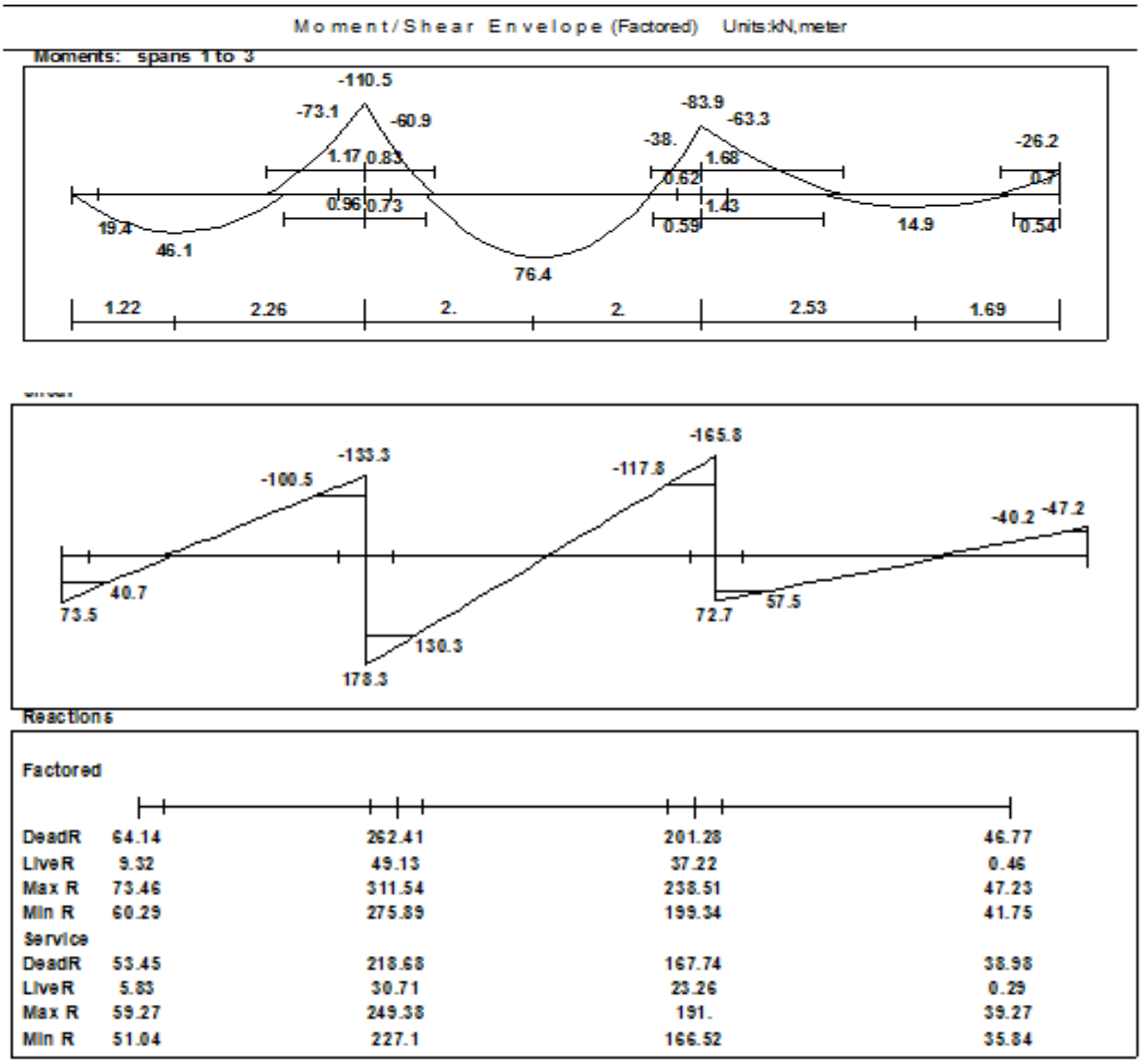


Fig. (4-11) Beam Envelope.

4.7.2 Check whether the section will be act as singly or doubly reinforcement section:

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2}$

d= $320 - 40 - 10 - \frac{14}{2} = 263\ mm.$

c $= \frac{3}{7}$ d = $\frac{3}{7} \times 263 = 112.7$ mm.

a=β_1. c = 0.85 × 112.7= 95.8 mm.

$M_{n,\ max}$ = 0.85× fc' × a × b × (d - $\frac{a}{2}$)

= 0.85 × 24 × 95.8 ×600(263- $\frac{95.8}{2}$) ×10^-6

$M_{n,max}$ = 252.24 KN.m .

ø = 0.82, ø $M_{n,\ max}$ = 214.39 KN.m > M_u= 76.4 KN.m.

Design the section as singly reinforcement section.

4.7.3 Flexure design:

4.7.3.1 Design for positive moment:

For M_u =+76.4 KN.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$

$$Rn = \frac{76.4\times10^6}{0.9\times800\times263^2} = 2.045\ Mpa$$

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

$$m = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times2.045}{420}}\right) = 0.00514.$$

A_s = ρ.b.d =$0.00514 \times 600 \times 263 = 811.092\ mm2$

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

$A_{s,\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 600 \times 263 = 460.15 mm^2.$

$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 600 \times 263 = 526\ mm^2.$ control

Let use ϕ14, with A_s=153.93 mm^2

$n = \frac{811.092}{153.93} = 6\ bars.$

Use 6ϕ14, with A_s=923.62 mm^2

Check for placement of bas:

$S = \frac{600-40\times2-10\times2-6\times14}{5} = 83.2mm > 25mm$ ok

Check for the strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{923.62\times420}{0.85\times600\times24} = 31.7mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{31.7}{0.85} = 37.28mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{263-37.28}{37.28}\right) = 0.018 > 0.005$ $0k$

Ø=0.9,

$Ø\ M_n = Ø A_{s.f_y}\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 923.62 \times 420\left(263 - \frac{31.7}{2}\right) = 86.28\ KN$ $> M_u$=76.4

For M_u =+46.1 KN. m

$Rn = \frac{46.1\times10^6}{0.9\times600\times263^2} = 1.23\ Mpa$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right)$

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times1.23}{420}}\right) = 0.003.$

$A_s = \rho.b.d = 0.003 \times 600 \times 263 = 473.4\ mm2$

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

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 600 \times 263 = 460.15mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 00 \times 263 = 526mm^2$ control.

$A_{s,min} . > As$ Required

$A_{s,=}$ 526 mm2

Let use ϕ14,with A_s=153.94 mm^2

$n = \frac{526}{153.94} = 4\ bars.$

4ϕ14,with A_s=615.75 mm^2

check for placement :

$S = \frac{600-40\times2-10\times2-4\times14}{3} = 148mm > 25mm \quad ok$

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{615.75\times420}{0.85\times600\times24} = 21.13mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.13}{0.85} = 24.85mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{263-24.85}{24.85}\right) = 0.028 > 0.005 \quad 0k$

Tention control , Ø=0.9 ok.

$Ø\ M_n = \emptyset A_{s.f_y}\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 615.75 \times 420\left(263 - \frac{21.13}{2}\right) = 58.75KN.m > M_u$

For M_u = +14.9 KN. m

$Rn = \frac{14.9\times10^6}{0.9\times600\times263^2} = 0.398\ Mpa$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times0.398}{420}}\right) = 0.00095.$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00095 \times 600 \times 263 = 151\ mm2$

$A_{s,min} . > As$ Required

$A_{s,}=526$ mm2

Let use ϕ14, with A_s=153.94 mm^2

$$n = \frac{526}{153.94} = 4\ bars.$$

use 4ϕ14, with A_s=615.75 mm^2

Check for placement:

$$S = \frac{600-40\times2-10\times2-4\times14}{3} = 148.0mm > 25mm \qquad ok$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{615.75\times420}{0.85\times600\times24} = 21.13mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.13}{0.85} = 24.85mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{263-24.85}{24.85}\right) = 0.028 > 0.005 \qquad 0k$$

Ø=0.9,

$$Ø\ M_n = Ø A_{s.f_y}\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 615.75 \times 420\left(263 - \frac{21.13}{2}\right) = 58.75\ KN.m > M_u$$

4.7.3.2 Design for negative moment:

For M_u = -73.1 KN. m

$$Rn = \frac{73.1\times10^6}{0.9\times600\times263^2} = 1.957\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.59\times1.957}{420}}\right) = 0.0049.$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0049 \times 600 \times 263 = 773.22\ mm2$

$A_{s,min} . < A_s$ Required

$A_{s,}$=773.22 mm2

Let use ϕ14, with A_s=153.93 mm^2

$$n = \frac{773.22}{153.93} = 6\ bars.$$

use 6ϕ14, with A_s=923.63 mm^2

Check for placement:

$$S = \frac{600-40\times2-10\times2-6\times14}{5} = 83.2mm > 25mm \qquad ok$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{923.63\times420}{0.85\times600\times24} = 31.693mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{31.693}{0.85} = 37.28mm$$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{263-37.28}{37.28}\right) = 0.018 > 0.005 \qquad 0k$

Ø=0.9,

$\text{Ø M}_n = \text{Ø}A_{s.f_y}\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 923.63 \times 420\left(263 - \frac{31.693}{2}\right) = 86.29\ KN \ > M_u$

For M_u = -63.3 *KN. m.*

$Rn = \frac{63.3\times10^6}{0.9\times600\times263^2} = 1.69\ Mpa$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right)$

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times1.69}{420}}\right) = 0.0042.$

$A_s = \rho.b.d = 0.0042 \times 600 \times 263 = 662.76\ mm2$

$A_{s,min} . < A_s$ Required

A_s=**662.76 mm.**

use 5ϕ14, with A_s=770 mm^2

Check for placement:

$S = \frac{600-40\times2-10\times2-5\times14}{4} = 107.5mm > 25mm \qquad ok$

Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{770\times420}{0.85\times600\times24} = 26.41mm$

c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.41}{0.85} = 31.07mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{263-31.07}{31.07}\right) = 0.0223 > 0.005 \qquad 0k$

Ø=0.9,

Ø $M_n = \emptyset A_{s.f_y}\left(d-\frac{a}{2}\right) = 0.9\times770\times420\left(263-\frac{26.41}{2}\right) = 72.7\ KN.m\ > M_u$

4.7.3.3 Design the beam for shear:

$V_{u,max}$ = 130.3 KN.

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2} = 320-40-10-\frac{14}{2} = 263\ mm.$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}b.d = \frac{1}{6}\sqrt{24}\times600\times263\times10^{-3} = 128.84\ KN$

Ø V_c = 0.75*128.84= 96.63 KN.

4.7.3.4 Check for section dimensions:

$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{130.3}{0.75} - 128.84 = 44.89\ KN$

$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f'_c}b.d = \frac{2}{3}\sqrt{24}\times600\times263\times10^{-3} = 515.37\ KN$

$V_s < V_{smax}$ so the section is large enough.

4.7.3.5 Check for the case of shear:

For Vu=130.3 KN

Case 1:

Vu< $\frac{\Phi Vc}{2}$

ΦVc/2=96.63/2=48.315 KN , not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$$

Not case 2.

Case 3:

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

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 600 * 263 = 36.24KN$$

- $$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 263 * 600 = 39.45KN\,(control)$$

$$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 96.63 + 39.45 = 136.08KN$$

case 3

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=263/2=131.5mm……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg ϕ10@130mm

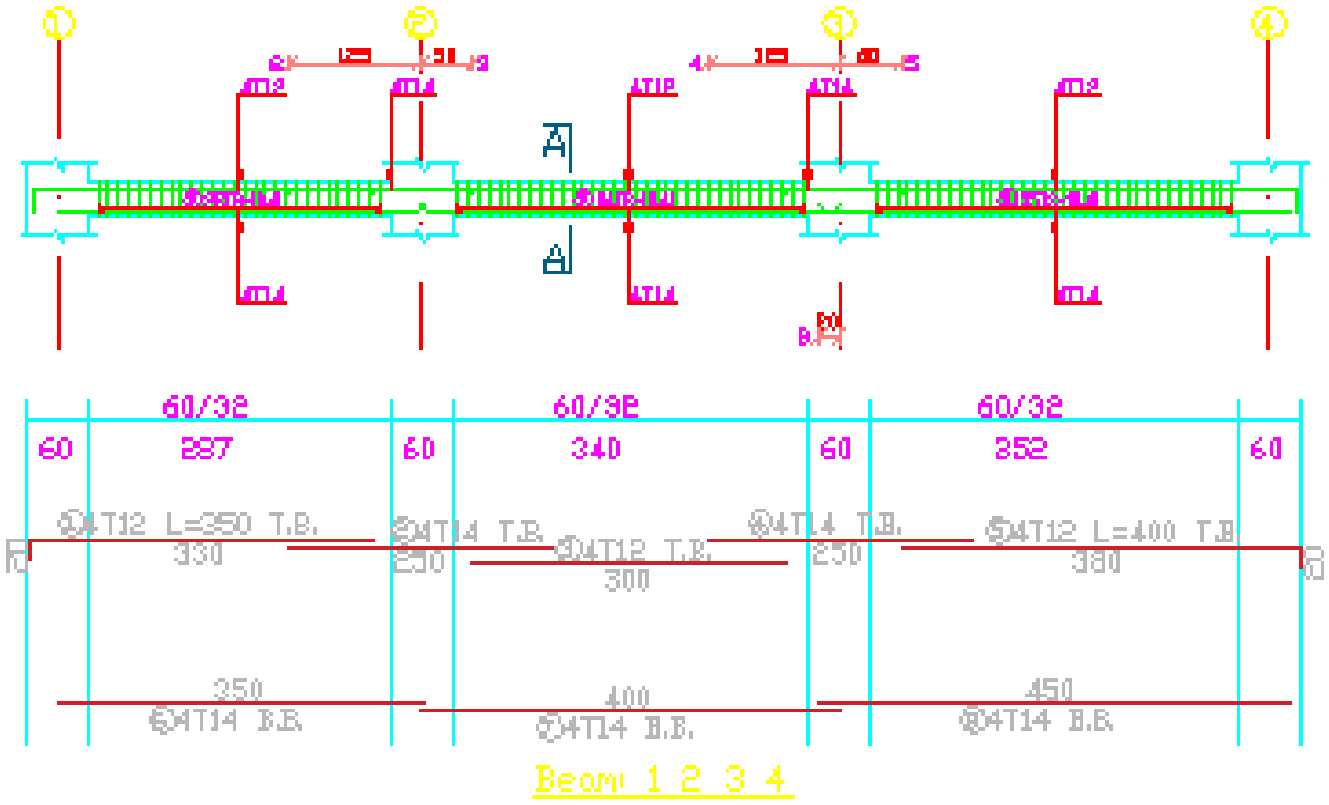


Fig. (4-12) Detail of B121.

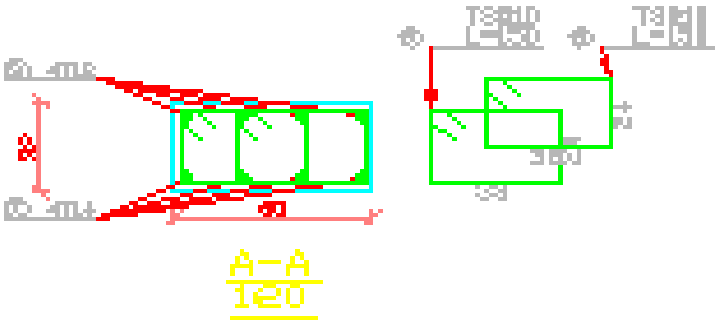


Fig. (4-13) Section in B121.

4.8 Design of long column (C1):

For seven Floors (servies)
Du+Pu(col) = 300 KN
L_u = 30 KN

$P_{u\ Total}$ = 1.2(300) +1.6(30)

$P_{u\ Total}$ = 408 KN

4.8.1 Check the slenderness effect:

(Non-sway system)

$$\frac{kL_u}{r} < 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \qquad ACI(10.12.2)$$

ry = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.4 = 0.12.$

rx = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.3 = 0.09.$

L_u = 3 m

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1\times3.0}{0.12} = 25 > 34 - 12 = 22$$

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1 \times 3.0}{0.09} = 33.3 > 34 - 12 = 22$$

So the column is long at x and y directions.

4.8.2 Calculate emin ,Mmin:

e_{min} =15 +0.03h =15+0.03×300 =24mm.
M_{min}= P_u × e_{min}=408×0.024 =9.8 KN.m

E_c =4700$\sqrt{f_c'}$ = 4700$\sqrt{24}$ =23025.2 Mpa.

$I_g = \frac{b.h^3}{12}$ = (400*300^3)/12=0.9*10^9 mm^4.

$\beta_{dns} = \frac{D_u}{P_u} = \frac{1.2*300}{408}$ =0.882 <1.

$E.I = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta dns} = \frac{0.4\times23025.2\times0.9*10^{\wedge}9}{1.882} = 4404.4\ KN.m^2$

4.8.3 Determine of Euler buckling load:

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2\times4404.4}{(1*3)^2} = 4830\ KN$

4.8.4 Calculate the moment magnifier factor:

$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1$

$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{408}{0.75\times4830}} = 1.13 > 1 \qquad ok$

The magnified (e) and (M):
$e = \delta_{ns}\, e_{min}$ =1.13×24 =27.12mm
$M = \delta_{ns}\, M_{min}$ =1.13 ×9.8 = 11.074 KN.m .

e/h = 27.12/300=0.0904.
d-d'/h=(300-80-20-20)/300=0.6.
$\phi Pn / Ag$ = 408/(400*300)
=3.4MN/m^2

From the interaction diagram constructed in PCA _ COLUMN program:
ρ= 0.01.

$A_s = \rho \times A_g$ = 0.01 *(300*400) =1200 mm^2

$n_{\phi16} = \frac{1200}{201.062} = 5.97$

Use 6ϕ16

4.8.5 Design the stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- $16\times d_b = 16\times16 = 256$ mm control.
- $48\times d_s = 48\times10 = 480$ mm
- Least diminution of the column = 300 mm

Use ϕ10@250mm.

4.8.6 Check for code requirements:

- clear spacing between longitudinal bars = $\frac{300-40\times2-10\times2-2\times16}{1} = 168mm$

168 mm > 40mm

>1.5 d_b = 24 mm . ok

- gross reinforcement ratio = 0.0308 , $0.01 \leq 0.01 < 0.08$ ok
- NO of bars = 10 > 4 bars for square columns.
- min ties diameter : ϕ10 for ϕ32 longitudinal bars and smaller.

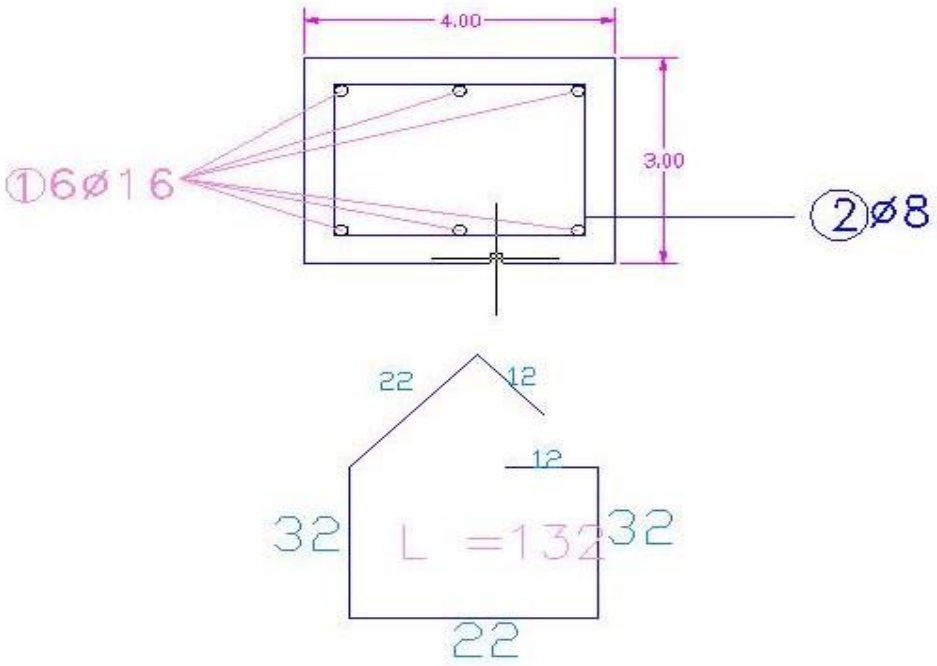


Fig (4-14): C(1) Detail.

4.9 Design of Isolated Footing (F1):-

4.9.1 Determination of Loads:

Total factored load = 408 KN.

Total services load = 330 KN

Column Dimensions = 40*30 cm.

Soil density = 18 KN/m3.

Service surcharge= 5Kn/m2.

Allowable soil Pressure = 350 KN/m2.

Assume footing to be about (40 cm) thick.

Footing weight = 25×0.4 = 10 KN/m2.

Soil weight above the footing = 0.4 ×18 = 7.2 KN/m2.

q_{allow} =350-7.2-10 = 332.8 KN/m^2

4.9.2 Determination of Footing Area:

$$A = \frac{330}{332.8} = 0.99\ m^2$$

Try 1*1 m

Determinate q_u = 408/1 = 408 KN/m^2

4.9.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 40 cm.

d = 400-75-20 = 305 mm

4.9.4 Check for one-way shear strength

$$Vu = 408*(\frac{1}{2} - 0.30/2 - 0.305) = KN$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 305 = 168.1KN$$

$$\phi.Vc > Vu$$

$$\therefore \quad Safe$$

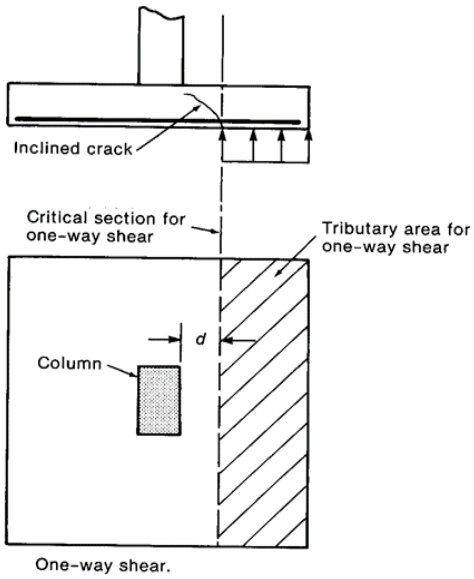


Fig (4-15): One way shear.

4.9.5 Check for two-way shear action (punching)

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

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

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

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

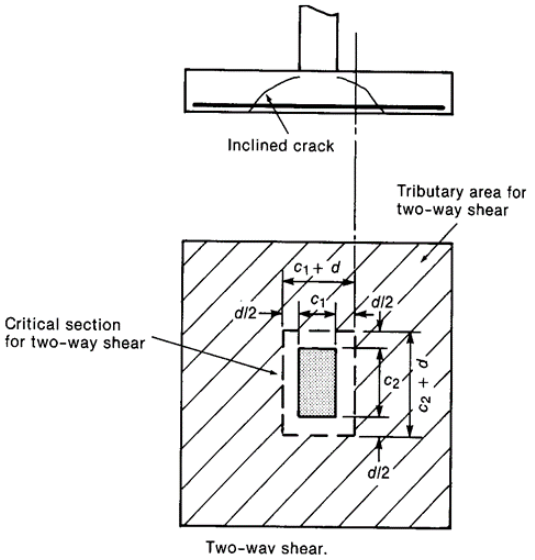


Fig (4-16): Two-way shear.

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{40}{40} = 1$$

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

$$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(0.305+0.4)+2(0.305+0.30) = 2.62m$$

α_s = 40 for interior column

$\beta = 400/300 = 1.33.$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*(1+2/1.33)*\sqrt{24}*2.62*0.305 = 1225.2KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.305}{2.62}+2\right)*\sqrt{24}*2.62*0.305 = 1628.66KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*2.62*0.305 = 978.7KN$$

$$\phi.V_C = 978.7KN\ldots.\ Controlled$$

$$Vu = 503.7*\{(1*1)-(0.4+0.305)*(0.30+0.305)\} = 193.15KN$$

$$\phi.Vc > Vu_C \ldots\ldots\ldots satisfied$$

4.9.6 Design of Bending Moment:

$$\text{Mu} = \left(q_{ult} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$= \left(408 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{0.30}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{1}{2} - \frac{0.30}{2}\right) = 16.5 \text{ KN.m}$$

Mn = 16.5/0.9 = 18.36 KN.m

$$d = 400 - 75 - 20 = 305\,mm$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{18.36 \times 10^6}{900 \times 305^2} = 0.22Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.22}{420}}\right) = 0.0005$$

$$As_{req} = 0.0005 \times 1000 \times 305 = 144.6mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 1000 * 400 = 648mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 648mm^2 / m \geq As_{\text{req}}$$

$$\#of\,bar\ in\ on\ meter = \frac{648}{153.94} = 4.2$$

Use 6Ø14 with As =923.63 mm2 ≥As req =648mm2

In tow direction

Check of strain

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

$$923.63 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 21.13$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.13}{0.85} = 24.85mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{305 - 24.85}{24.85} * 0.003 = 0.0338$$

$$\varepsilon_s = 0.034 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.9.7 Development Length of main Reinforcement for Mu :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24 fy}{\sqrt{fc}} db = \frac{0.24 * 420}{\sqrt{24}} * 1.6 = 32.92cm$.

$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.6 = 29.6cm$

$Ld_{(1)req} = 32.92cm > Ld_{(2)req} = 29.6cm$ ➔ control

Available Ld = $(400 - 75 - 2 * 14) = 297$ mm.

Available Ld = 29.7cm < $Ld_{(1)req}$=32.92cm ….controlled 32.92cm

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr + cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.8\ mm$$

$Ld_{available} = 400\text{-}75 = 325mm$

$Ld_{available} = 325$ mm < $ld_{req} = 345.7mm$

Use the column bars as a dowels .

4.9.8 Design the column – footing joint:

Total factored load = 408 KN.

The allowable bearing on the base of the column is:

$$\phi(0.85\,fcA1) = 0.65*0.85*24*400*300 = 1591.2KN$$

The allowable bearing on the footing is:

$$\phi(0.85\,fcA1)\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 0.65*0.85*24*400*300*2 = 3182.40KN$$

Total factored load = 408KN <3182.4Kn

$$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*400*300 = 600mm^2/m$$

A dowels= $\dfrac{Pu-\phi Pnb}{\phi Fy} > 0.005Ag$

Use 4ϕ14 (As=615.75mm2) ,or use the same reinforcement as in the column if larger .

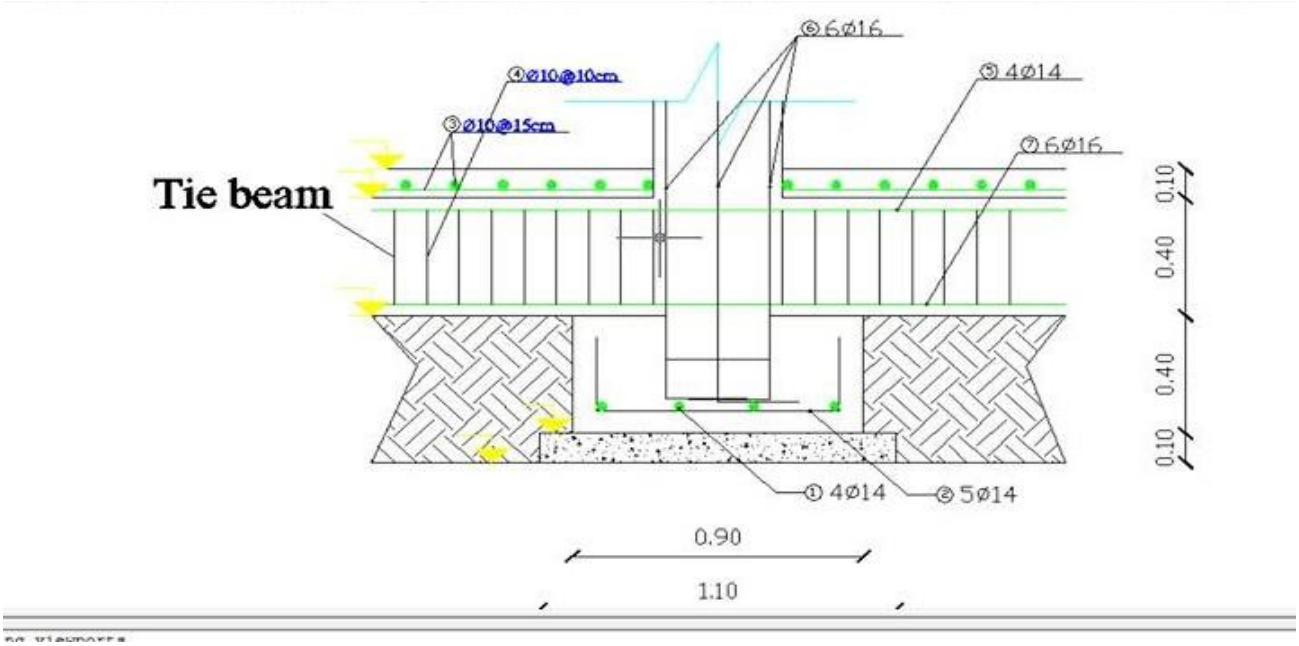


Figure (4-17): Footing's Details.

4.10 Design of shear wall :-

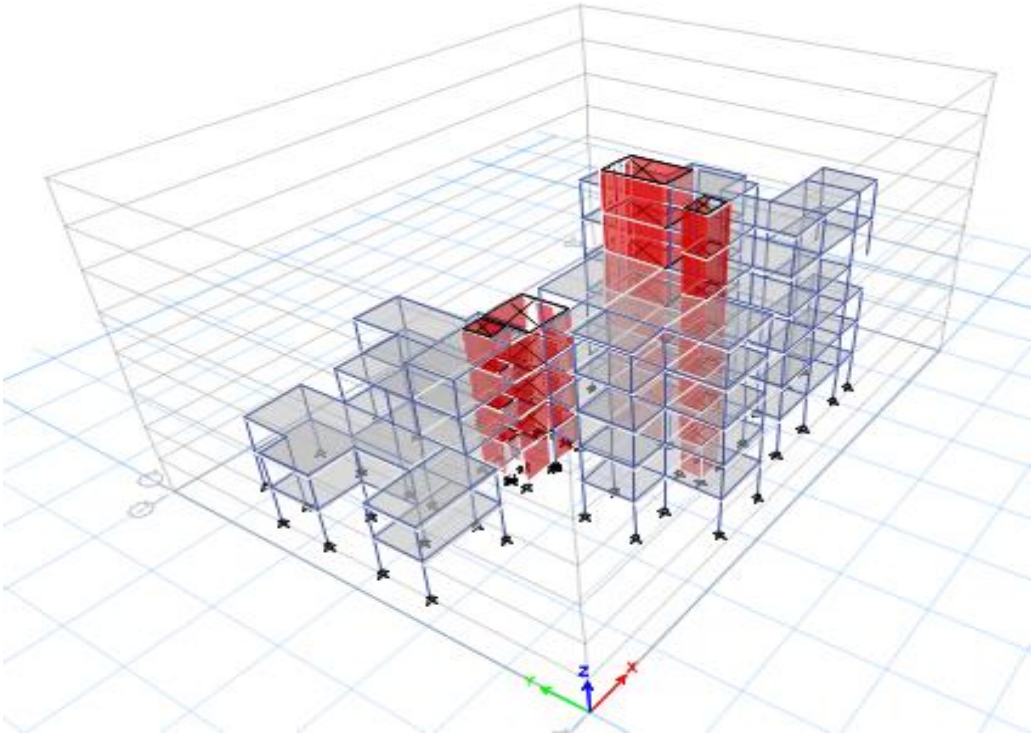


Figure (4-18) : Shear Walls in Building

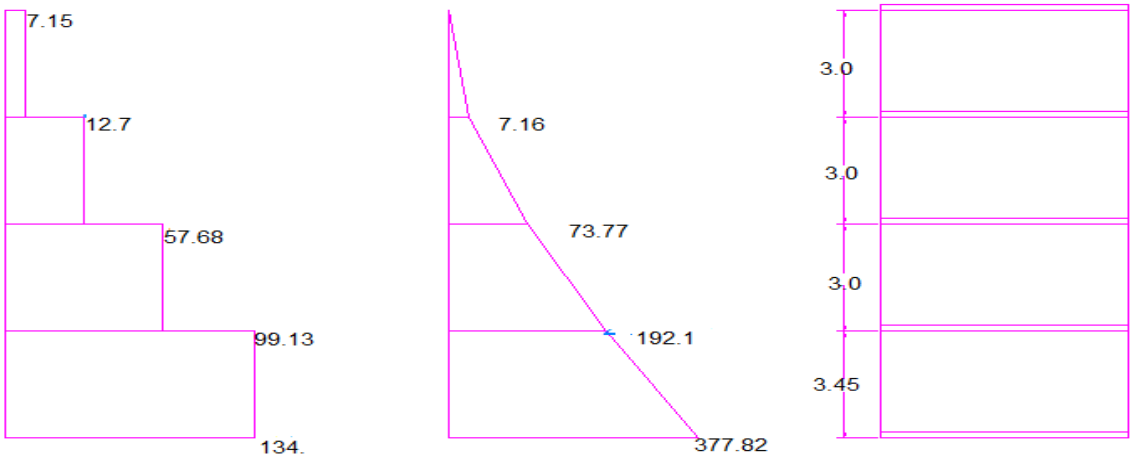


Fig (4-19) shear and moment diagram of wall

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t=20 cm . wall thickness

Lw = 5 m . wall width

Hw for one wall = 3.0 m story height

$$\sum Fx = Vu = 134KN$$

4.10.1 Design of the Horizontal reinforcement :

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{5}{2} = 2.5m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{12}{2} = 6m$$

$$storyheight = 3.0m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5 = 4.m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$

=0.75*0.83*4.898*200*4000=2439.32KN

Vc=1/6*√fc'hd=0.1667*4.898*200*4000=653.19KN….controll

Vc=0.27*√fc'hd +Nud/4lw=0.27*√24*200*4000+0.0=1058.179KN

(377.82-192.1)/3.45=(Mu-192.1)/(3.45-3.15)=….Mu=208.25KN.m

(Mu/Vu)-(Lw/2)=(208.25/134)-(5/2)=-0.946

Vc=[0.05√fc'+Lw(0.1√fc'+0.2*(Nu/Lwh)/'(Mu/Vu-Lw/2)]*h*d

= [0.05√24+5*(0.1√24+0.2*0.0/-.0945)]*200*4000=1875.5

$$Vs = Vn - Vc$$

$$= (134/0.75) - 653.19 = -474.52KN$$

$$also...$$

$$\phi.Vc = 0.75 * 653.19 = 489.9 > Vu = 134$$

So we take minimum reinforcement ….

Use ϕ10 As=78.5 mm^2

ρ=(2*78.5)/'(s*200)=0.0025……s=314mm
Max. Spacing
Lw/ 5 = 5/5=1.0m
3h=3*200=0.6m
450 mm……cont.
Use ϕ10@250mm in two layer

4.10.2 Design for Vertical reinforcement :

Hw/Lw=12.45/5=2.5

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l}\right)(\rho_t - 0.0025) > 0.0025$$

Select Φ 10 @250mm. In two layer

4.10.3 Design of bending moment :

Ast=(5000/200)*2*78.5=3925mm^2

W=(Ast/Lwh)*(fy/fc')=(3925/(5000*200))*(420/24)=0.0686

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

c/Lw=(w+ά)/(2w+0.85β)=(0.0686+0)/(2*0.0686)+(0.85-.85)=0.079

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5A_{st}f_y l_w(1 + \frac{P_u}{A_{st}f_y})(1 - \frac{c}{l_w}\right]$$

=0.9[0.5*3925*420*5000(1+0)(1-0.079)] =3416.1≥Mu….ok
→use ϕ10@250 mm for vertical reinforcement

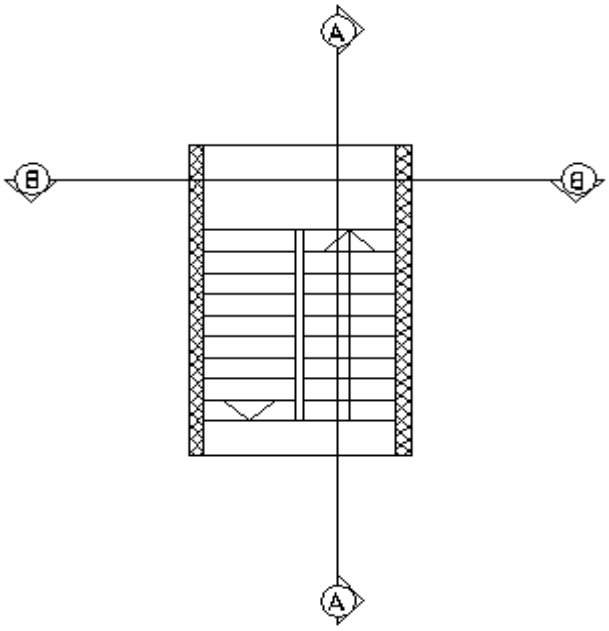
4.11 Design of Stair ST2 :-

Minimum slab thickness for deflection is (for asimply supported one-way solid slab).

Min h =(L/20)=2.7/20=0.135m=13.5cm

Min h =(L/28)=2.7/28=0.096 m=9.64 cm

Take h =200mm



Figure(4-20) : Stair ST2

Load Determination:

Flight dead load computation :

$\alpha = \tan^{-1}(\text{rise/run}) = \tan^{-1}(150/270)=29$

concrete = (25*0.20*1)/cos29 = 5.716 KN/m

plastering = (22*0.02*1)/cos29 = 0.5 KN/m

stair steps = (25/0.3)*((0.15*0.3)/2)= 1.875 KN/m

mortar = 22*((0.15+0.3)/0.3)*0.02*1= 0.66 KN/m

tiles = 23*((0.15+0.35)/0.3)*0.03*1 = 1.15 KN/m

Total Dead Load = 9.914KN/m

Landing Dead load computation:

Concrete = (25*0.20*1) =5KN/m

Plastering = (0.02*22*1) = 0.44 KN/m

Morter = 0.02*22*1 = 0.44 KN/m

Tiles = 0.03*23*1 = 0.96 KN/m

Sand=18*0.07*1=1.26

Total Dead Load = 8.1KN/m

Factored Total Dead Load = 1.2*D +1.6L

Live load = 2 KN/m2 .

For flight : w= 1.2*9.91+ 1.6 *2*1 =15.09 KN

For landing : w= 1.2*8.1+ 1.6 *2*1 =13 KN/m.

……

4.11.1 Design of flighting:

Assume bar diameter Φ12for main reinforcement

d= h -20-db/2=200-20-12/2=174mm

take the maximum shear at distance d from the face of support Vu =20.4 KN

$$Vc == \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 174 * 1000 * 10\text{^}{-3} = 142.07KN$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi * Vc = 0.75 * 142.07 = 106.55KN$$

$$\phi.Vc = 106.55 > Vu = 20.4KN$$

$$0.5\phi.Vc = 0.5 * 106.55 = 53.27KN > Vu = 20.4KN$$

The thickness of the slab is enough.

Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement :

Mu(max) =22KN.m

Mn = Mu/0.9 = 22/0.9 =24.4 KN

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{24.4*10^{+6}}{1000*174^2} = 0.81Mpa$$

$$_m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.81)}{420}}) = 0.002$$

A s $_{req}$ = ρbd = 0.002* 1000*174 = 348 mm^2

A s min = 0.0018*1000*200=360mm^2

$As_{req} < As_{min}$ ..... *control Asmin*

Number of bars =360/113.09=4

Spacing = 1000/4=250mm... ... ... $control$

Steps (s) is the smallest of

1. 3h=3*200=600mm

2. $s = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5Cc$

$$= 380\left(\frac{280}{(\frac{2}{3})*420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{(\frac{2}{3}) * 420}\right) = 300$$

3. 450mm

Select Φ 12@250mm

Shrinkage and temperature reinforcement:

$As = 0.0018*1000*200 = 360mm^2/m$

Number of bar's=360/78.53=5

Spacing=1000/5=200mm…. control

Check for spacing

S=5h=5*200=1000mm

S=450mm-

Use Φ10@200mm

4.11.2 Design of landing:

same thickness =25 cm.

- Vu = 38 KN.
- $\phi Vc = \frac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174 * 10^{-3}}{6} = 106.55 \text{ KN}$
- Vu = 38 KN < Ø.Vc = 106.55 KN.

Depth of flight is ok. Since, there is no shear Reinforcement

4.11.3 Design of bending moment for landing:

Mu = 33 KN.m.
Mn req
33/ 0.9 = 36.67 KN.m.
Assume diameter bar 12 for main reinforcement .
d= 200– 20 – (12/2) = 174 mm.

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

$$Rn = \frac{36.67 * 10^6}{1000 * (174)^2} = 1.22 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.22}{420}}\right) = 0.0029$$

As req = $0.0029\times1000\times174 = 504.6\ mm^2$.

$A_s\ min = 0.0018\times1000\times200 = 360\ mm^2$…

As min .. < Asreq..

Number of bars =504.6/113.09= 5

Spacing = 1000/5=200mm…… control

- **Check for spacing:**

3h=3*200=600mm

S=450

$$s = 380\left(\frac{280}{0.667*420}\right) - 2.5*20 = 330mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{0.667*420}\right) = 300mm$$

Use Φ 12@ 20cm.

- **Secondary Reinforcement :**

For shrinkage & Tempreture As provide equal :

- $As = 0.0018*1000*200 = 360mm^2/m$
- Number of bar's=360/113.09=4
- Spacing=1/4=0.20m…. control
- Check for spacing
- S=5h=5*200=1250mm
- S=450mm-
- Use Φ12@200mm.... As 452.36mm^2

- **Check for strain:**

Tension = Compression

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

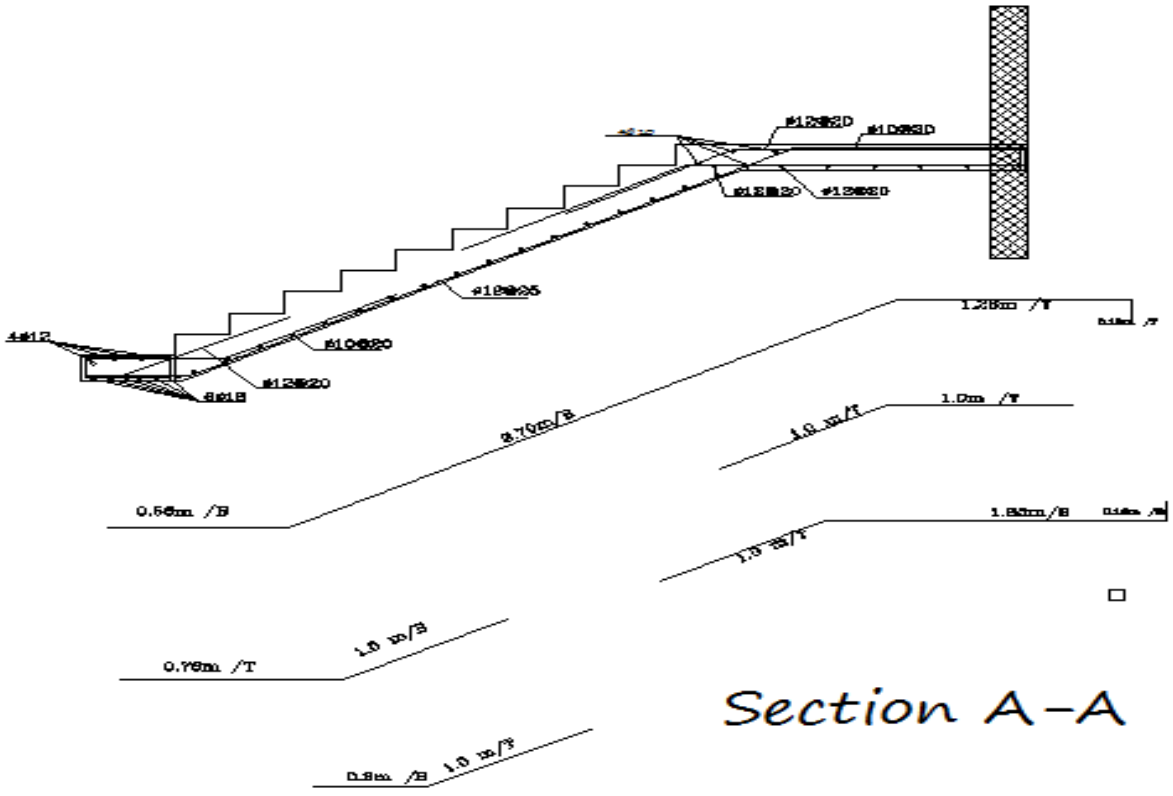
$452.36 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 9.31mm$

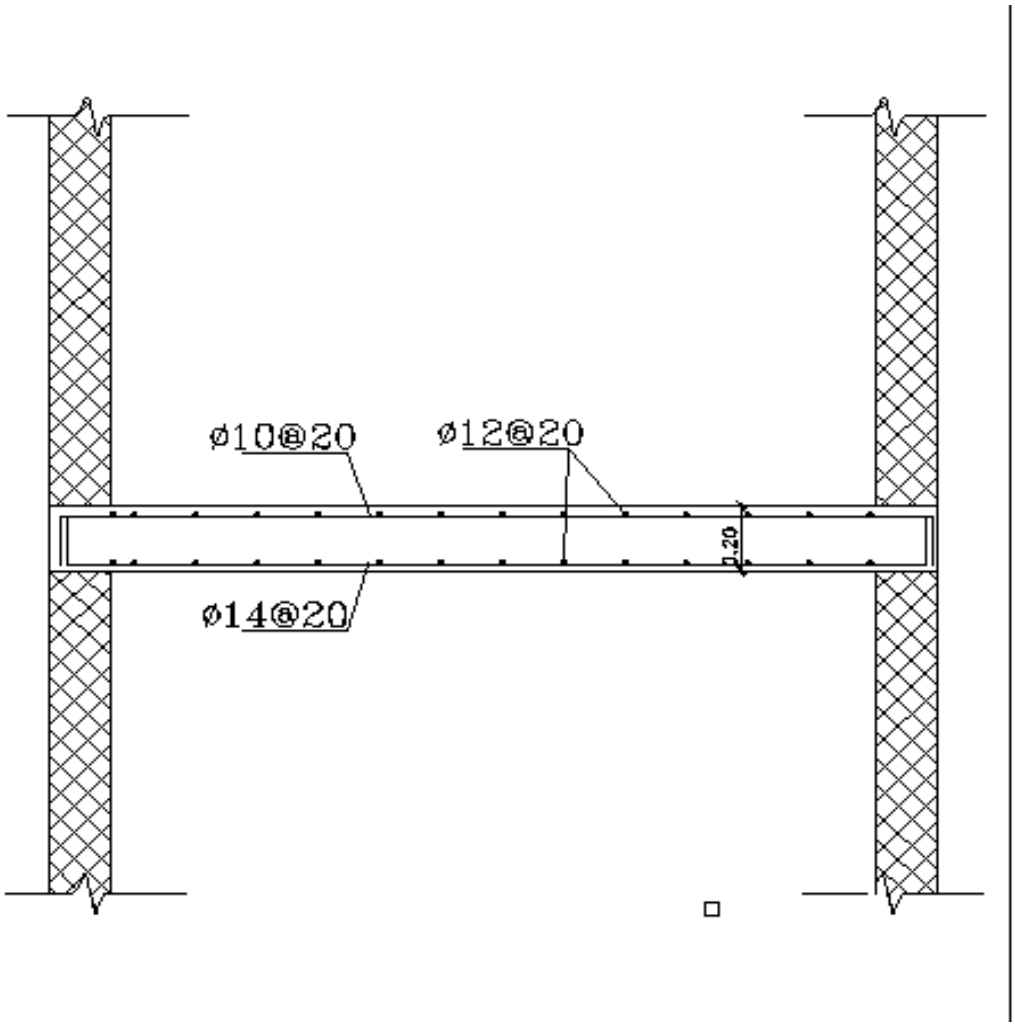
$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.31}{0.85} = 10.95mm$

$\varepsilon_s = (\frac{174 - 10.95}{10.950}) * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.044 > 0.005 \longrightarrow ok$



Figure(4-21) :section A-A in Stair ST2



Figure(4-22) :section B-B in Stair ST2

Table of Contents

4.1 Introduction: 41
4.1.1 Design method and requirements: 41
4.1.2 Strength design method: 41
4.2 Factored loads: 42
4.3 Slabs Thickness calculation:- 42
4.4 Load Calculation:- 444
4.5 Design of Topping:- 444
4.5.1 Calculation of Dead load 444
4.5.2 Calculation of live load 455
4.6 Design of Rib (113):- 46
4.6.1 Design constant:- 46
4.6.2 Calculation of Dead load:- 46
4.6.3 Calculation of Live load:- 47
4.6.4 Flexural Design: - 50
4.6.4.1 Design for positive Moment for Rib (R112):- 50
4.6.4.2 Design for Negative Moment for Rib (R112): 52
4.6.4.3 Design shear for Rib (R112):- 55
4.7 Design of Beam(121):- 57

4.7.1 Calculation of Beam dead load 58
4.7.2 Check whether the section will be act as singly or doubly reinforcement section: 61
4.7.3 Flexure design: 61
4.7.3.1 Design for positive moment: 61
4.7.3.2 Design for negative moment: 65
4.7.3.3 Design the beam for shear: 67
4.7.3.4 Check for section dimensions: 67
4.7.3.5 Check for the case of shear: 67

4.8 Design of long column (C1): 70
4.8.1 Check the slenderness effect: 70
4.8.2 Calculate emin ,Mmin: 70
4.8.3 Determine of Euler buckling load: 71
4.8.4 Calculate the moment magnifier factor: 71
4.8.5 Design the stirrups: 72
4.5.6 Check for code requirements: 72
4.9 Design of Isolated Footing (F1):- 73
4.9.1 Determination of Loads: 73
4.9.2 Determination of Footing Area: 74
4.9.3 Determination the depth of footing based on shear strength: 74
4.9.4 Check for one-way shear strength 74
4.9.5 Check for two-way shear action (punching) 75
4.9.6 Design of Bending Moment: 76
4.9.7 Development Length of main Reinforcement for Mu : 77
4.9.8 Design the column – footing joint: 78

4.10 Design of shear wall : 79
4.10.1 Design of the horizantal reinforcement: 80
4.10.2 Design for vertical reinforcement: 81
4.10.3 Design of bending moment: 81

4.11 Design of stair (ST2): 82
4.11.1 Design of flighting: 83
4.11.2 Design of landing: 85
4.11.3 Design of bending moment for landing: 85