

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية و المعمارية



التصميم الإنشائي لمبنى قصر المؤتمرات المقترح إنشاءه في مدينة الخليل

فريق العمل

محمد طمیزی

إیاد سلامة

:

د. ماهر عمرو.

تقریر

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا
جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس
في الهندسة تخصص هندسة المباني

الخليل -

كانون اول -

شهادة تقييم مشروع التخرج
جامعة بوليتكنك فلسطين
الخليل - فلسطين
كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية



عمل التصميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى قصر المؤتمرات المقترح إنشائه في مدينة الخليل

:

إياد سلامة محمد طمیزی

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

توقيع الم

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

.....

توقيع رئيس الدائرة

.....

التصميم الإنشائي لمبنى قصر المؤتمرات المقترح إنشائه في مدينة الخليل

:

محمد طمزي

إياد سلامة

-

:

د. ماهر عمرو.

لقد سعى الانسان منذ القدم الى تطوير اسلوب معيشته وكان السبب تطلعه لحياة جيدة ومريحة ورغبته في اقامة مشاريع تساعد على نمو اقتصادي سريع ، ومن هنا جاءت فكرة اقتراح انشاء قصر للمؤتمرات من اجل تحقيق هذه الاهداف وتكمن مشكلة البحث في ايجاد كافة الحلول الانشائية للتصميم المعماري الذي يحوي هذا المشروع ، وقد قمنا بعدة خطوات من اجل ايجاد الحلول تتمثل بداية بدراسة الموقع وملائمته للمشروع ، ومتابعة العمل بدراسة المخططات المعمارية ومن ثم البدء بالعمل الانشائي من دراسة لملائمة الهيكل المعماري للعمل الانشائي وتصميم كافة العناصر الانشائية التي يحويها المشروع بما فيها اعمدة وجسور وعقدات واعصاب وغيرها ، وبعد انهاء هذا العمل يجب ان نخلص الى عدد من النتائج المتوقعة من ربط للمعلومات وعمل كافة المخططات التنفيذية.

Structural Design for Conference Palace in Hebron City

Prepared by:

Iyad Salameh

Mohammad Tmaiza

Muath Hammouri

Palestine Polytechnic University - 2011

Project Supervisor:

Dr. Maher Amro

Since the ever humans waited to develop the style of life and the reason behind that was to provide themselves a comfortable and decent life , and the desire to establish projects helps to get fast economic growth .

And from above came the idea of suggesting to establish the conference palace , and the problem of this research is to find all the structural solutions to the architectural design which this project contains , we have a lot of steps to find solutions which represented in the beginning in the site plan studying and fitting it with the project , and continuing to study the rest of the architectural plans , then checking whether the architectural fitting with the structural work , and designing all the structural members in the project contained by the project including the columns , beams , slabs , and ribs , etc. And after finishing this side of the work , we had a conclusion to number of expected results which we reached through connecting information and doing the structural plans.

إلى رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن

[٤] .

لى هم أحق منا بالحياة إلى
إلى إلى من كسروا قيد

.
إلى أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى أبي العزيز .
إلى اء وسيل الحنان إلى أمي العزيزة .
إلى سعادتني إلى
إلى الأوفياء .
إلى التي احترقت لتير الدرب إلى
إلى عرفتهم في

وزميلاتي .

إلى منهل العلم إلى جامعتي .

إلى أحبني .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه

وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة...جامعة بولتيكنيك فلسطين

.

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

....بطاقمها التدريسي و الادراي .

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور

.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

Table of Contents

الفهرس

رقم الصفحة	
i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	صفحة شهادة التقييم
iii	خلاصة المشروع باللغة العربية
iv	خلاصة المشروع باللغة الانجليزية

v	صفحة الإهداء
vi	صفحة الشكر والتقدير
vii	الفهرس
xi	قائمة الاختصارات
xiii	فهرس الجداول
xiv	فهرس الاشكال

رقم الصفحة	المق نم	الفصل الأول
	مقدمة	-
	مشكلة البحث	-
3	نظرة عام	-
3	الهدف من المشروع	-
4	أسباب اختيار المشروع	-
4	خطوات المشروع	-
5	نطاق المشروع	-

		الوصف المعماري	الفصل الثاني
8		مقدمة	-
8		لمحة عامة عن المشروع	-
9		موقع المشروع	-
10		أهمية المشروع	-
10		حركة الشمس والرياح	-
10		وصف الحركة	-
		العناصر المعمارية	-
11		وصف الواجهات	- - -
11		الواجهة الشمالية	- - -
11		الواجهة الجنوبية	- - -
12		الواجهة الشرقية	- - -
12		الواجهة الغربية	- - -
13		وصف الطوابق	- - -
14		طابق التسوية	- - -
15		الطابق الأرضي	- - -
16		الطابق الأول	- - -
17		الطابق الثاني	- - -
		الوصف الإنشائي	الفصل الثالث
		المقدمة	-
		الهدف من التصميم الإنشائي	-
		الاختبارات العملية	-
20		الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	-
		الأحمال	- - -
		الأحمال الميتة	- - -

	الأحمال الحية	- - -	
22	الأحمال البيئية	- - -	
	العناصر الإنشائية المستخدمة		-
	العقدات	- -	
25	الجسور	- -	
26	الاعمدة	- -	
27	الجدران الحاملة	- -	
28	فواصل التمدد	- -	
28	الأساسات	- -	
29	الاراج	- -	
30	الجدران الاستنادية	- -	
"Structural Analysis and Design " التحليل الإنشائي			الفصل الرابع
32	INTRODUCTION		4-1
33	DESIGN OF RIB (NO. 26)		4-2
	DESIGN OF TWO WAY RIBBED SLAB		4-3
50	DESIGN OF ONE WAY SOLID SLAB		4-4
55	DESIGN OF BEAM (NO. 3)		4-5
62	DESIGN OF COMPOSITE BEAM (NO. 58)		4-6
67	DESIGN OF COLUMN (NO. 18)		4-7
74	DESIGN OF ISOLATED FOTING (NO. 21)		4-8
79	DESIGN OF BASEMENT WALL		4-9
81	DESIGN OF WALL FOOTING		4-10
82	DESIGN OF RETAINING WALL		4-11
94	DESIGN OF SHEAR WALL		4-12
99	DESIGN OF STAIRS		4-13
110	DESIGN OF TENSION MEMBER		4-14
التنائج والتوصيات			الفصل الخامس
119	التنائج		-

	التوصيلات	-

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. (Kg/m³).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- ϕ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

فهرس الجداول

<u>رقم</u>	<u>الجدول</u>	<u>رقم الجدول</u>
<u>الصفحة</u>		

الجدول الزمني للمشروع	-
جدول الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	-
جدول الأحمال الحية لعناصر السقف	-
جدول أحمال الثلوج	-

فهرس الأشكال

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الشكل</u>	<u>رقم الشكل</u>
9	موقع المشروع	-
11	لواحة الشمالية	-
12	لواحة الجنوبية	-

12	الواجهة الشرقية	-
13	الواجهة الغربية	-
	طاق التسوية	-
	طاق الارضي	-
	طاق الاول	-
	طاق الثاني	-
	بعض العناصر الإنشائية المكونة للمبنى	-
	عقدات العصب ذات الإنشأة الواحد	-
	عقدات العصب ذات الإنشاهين	-
	اشكال الجسور	-
	احد اشكال الاعمدة	-
	جدران القص	-
	احد اشكال الاساسات	-
	نسلح الدرج	-
	الجدران الاستنادية	-
33	Section in one way ribbed slab	4-1
34	Spans length of rib 26	4-2
35	Rib location	4-3
35	Topping design	4-4
37	Envelope moment Diagram of Rib (R26)	4-5
44	Envelope shear Diagram of Rib (R26)	4-6
50	One way solid slab of Basement Floor	4-7
51	Spans Length of Solid Slab (S1)	4-8
51	Loading of Solid Slab (S1)	4-9
53	Envelope moment and shear Diagram of Solid Slab (S1).	4-10
55	The design for beam (B 3)	4-11
56	The design moment for the beam (B 3)	4-12
60	Cross Section of Beam (3)	4-13
	The design shear of Beam (3)	4-14
	Stirrups of Beam (3)	4-15

	Loading and moment envelope of Composite Beam	4-16
	Geometry of Composite Beam	4-17
	Connector details.	4-18
	Section of column (C18)	4-19
	long. Section of column (C18)	4-20
	Top view and section in footing (F21)	4-21
	Load on Basement Wall moment diagram Shear diagram	4-22
	Free standing retaining wall	4-23
	Moment envelope of retaining wall	4-24
	Free standing retaining wall	4-25
	Footing of retaining wall	4-26
	Shear Diagrams	4-27
	horizontal Section in shear wall	4-28
	long section of shear wall	4-29
	Side view of the Stair 1	4-30
	Dead load of stair 1	4-31
	Moment envelope of stair 1	4-32
	shear Envelope of the stair 1	4-33
	Section in Stair	4-34
	Plan for stair 2	4-35
	Rein. for stair 2	4-36
	Tension member	4-37
	Moment and envelope of tension member	4-38
	System 1 and 2 of tension member	4-39
	Section of tension member	4-40
	Section c-c of tension member	4-41

1

- . (-)
- . (-)
- . (-)
- . الهدف من المشروع. (-)
- . اسباب اختيار المشروع. (-)
- . (-)
- . (-)

- :

لقد سعى الإنسان منذ العصور القديمة إلى تطوير أسلوب معيشته وأنماط حياته وكان هذا الأمر بسبب زيادة رغباته وتطلعاته بحياة جيدة ومريحة ، حيث رافق هذا الأمر تطورا في جميع النواحي وخاصة النواحي العمرانية والإنشائية، ولقد كان إقامة اماكن لعقد المؤتمرات والاجتماعات والامور الاخرى من اهم اشكال هذا التطور العمراني والإنشائي على حد سواء على مر العصور. ودليلا واضحا على مواكبة التطور والحضارة وهذا ما يتمثل بقصر المؤتمرات الذي نقوم بدراسته في هذا المشروع .

وفي المدن الفلسطينية وفي ظل النمو الاقتصادي السريع وازدياد الرغبات في إقامة مشاريع على شكل قصر المؤتمرات بأنواعها ومسمياتها المختلفة .بالإضافة إلى الحاجة الى إقامة مثل هذا النوع من المشاريع على ارض الوطن حيث ان مجتمعنا يفتقر لمشاريع على ارضه من هذا الشكل لذلك أصبح إقامة مثل هذه المراكز والمنشآت أمرا ضروريا في حياة الإنسان الفلسطيني على كافة الاصعدة والمستويات والمجالات .

ولهذا السبب كان حريا على المهندسين بجميع تخصصاتهم من إيجاد الحلول المناسبة لهذه الرغبات ، من تصميم وتطوير لهذه المراكز والمنشآت الثقافية والسياسية. بحيث يتم دراستها معماريا وإنشائيا وتصميمها بحيث تكون قادرة على تحمل كافة المؤثرات والقوة الواقعة عليها، وبحيث تلبية رغبات وتطلعات الجمهور وتعكس مدى التقدم والرقي ومواكبة الحضارة لهذه الامة .

ومن هنا جاءت فكرة اقتراح إنشاء قصر المؤتمرات من اجل ان تحقيق الاهداف المرجوة منه في المستقبل القريب بإذن الله تعالى.

- :

لما كانت الدراسات السابقة تشكل ثروة بما تحويه من تجارب وأفكار، ويمكن للباحث الاستفادة منها والوقوف عند نتائجها .فانه في هذا البحث سوف يتم الوقوف عند عدد من هذه الدراسات منها: المشاريع التي تم إعدادها في مسابقات سابقة"خرسانة مسلحة" ومشاريع التخرج التي تتناول هذا النوع من التصميم الإنشائي. ونهجنا في هذا المشروع شأن ما مثله من مشاريع يقوم على دراسة المخططات المعمارية المقترحة

للمشروع، ثم الانتقال إلى العمل الإنشائي مبدوءاً بتوزيع الأعمدة والجسور والأعصاب والعقدات ، وتحديد الأحمال والنظام الإنشائي الأفضل الذي سيتم اختياره بكل ما يحويه من عناصر إنشائية.....الخ

لنتنقل بعد ذلك إلى التصميم الإنشائي الكامل لكل عنصر من العناصر الإنشائية، وننتهي أخيراً بعمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

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

- :

قصور المؤتمرات هي مكان تتجمع فيه الشخصيات السياسية والثقافية والاجتماعية على كافة المستويات ، كل ذلك في مركز واحد متماسك.

هناك مميزات كبيرة لهذا التجمع يتجلى فيه سهولة الاستخدام وإمكانية التجهيز الرفيع. ونظراً لتمييز هذه المشاريع والحاجة في النهوض في المستوى السياسي بشكل خاص والثقافي والاجتماعي بشكل عام لامة معينة . ، فقد برزت هنا أهمية ايجاد قصر مؤتمرات مقترح. وبما أن الوطن يعاني من افتقاره لهذا النوع من المشاريع كان حرياً بنا أن نقوم بتصميم مشروع قصر مؤتمرات املين من المولى عز وجل ان يتم في المستقبل القريب تنفيذ مثل هذه المشاريع على ارض وطننا الحبيب..

- الهدف من المشروع:-

من أهداف المشروع ما يلي:

- ١ - عمل التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة في المشروع وهو عبارة عن مكون من اربع طوابق .
- ٢- التدريب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.
- ٣- ربط النواحي النظرية التي اكتسبناها بالجامعة بالنواحي العملية التي نعرفنا عليها من خلال مساقات التدريب الميداني.

- ٤- اكتساب مهارات استخدام الحاسوب في عملية التصميم الإنشائي بما يرفع من كفاءة المهندس المدني قبل الخروج الى سوق العمل.
- ٥- ربط المعلومات وتطبيق المعادلات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
- ٦- تحديد واستخدام الكود المناسب.
- ٧- تحديد الأحمال التي يتعرض لها المنشأ وتأثير الأحمال عليه.
- ٨ - إعداد مخططات إنشائية كاملة تفصيلية بحث يستطيع اي مهندس انشائي فهم هذه المخططات بمختلف جنسياتهم باللغة الهندسية المتداولة في كافة انحاء المعمورة.

- أسباب اختيار المشروع:-

- رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائياً ، لأننا في تخصص هندسة المباني ،نصنف بعد التخرج كمهندسين إنشائيين ، وكذلك أن أغلب المشاريع في فلسطين عبارة عن مشاريع صغيرة واعتيادية ، تشمل البيوت السكنية و المحلات التجارية ، إذ تشكل هذه المشاريع ما نسبته ٧٠% من المشاريع في فلسطين لذلك جاءت الرغبة في ان يكون هذا المشروع مميزا على كافة الاصعدة..
- رغبة فريق العمل في اكتساب المهارات اللازمة بالتصميم الإنشائي ، وذلك عن طريق ربط النواحي النظرية بالنواحي العملية من خلال التحليل الإنشائي لقصر المؤتمرات ، وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة ، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها ، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد.
- بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.
- ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

- :

يحتوي هذا المشروع على عدة فصول مفصلة كالآتي:

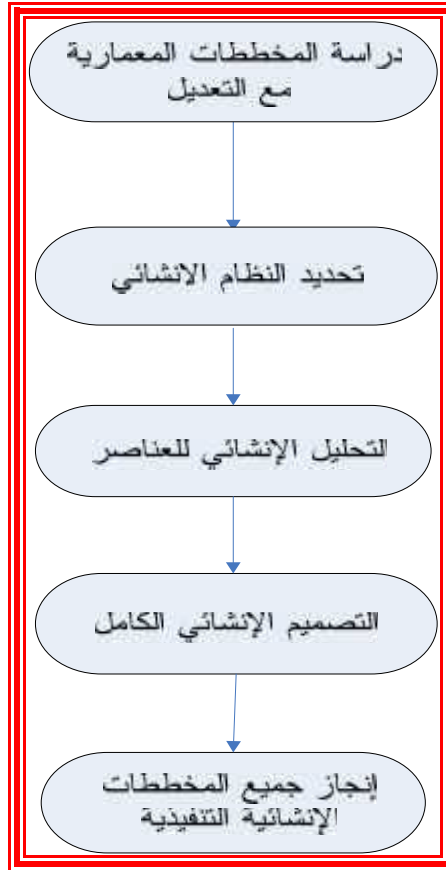
- الفصل الأول: وهو مقدمة عامة للمشروع.
- الفصل الثاني: ويتضمن الوصف المعماري للمشروع.
- الفصل الثالث: ويحتوي على وصف العناصر الإنشائية للمشروع.
- الفصل الرابع: إجراء التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.

■ الفصل الخامس: يتناول النتائج التي تم التوصل إليها والتوصيات المستخلصة.

:

- ١- دراسة المشروع معماریا .
- ٢- تحديد العناصر الإنشائية .
- ٣- تحديد الأحمال المختلفة .
- ٤- التحليل الإنشائي للعناصر .
- ٥- التصميم الإنشائي للعناصر .
- ٦- إعداد المخططات التنفيذية .

والمخطط الآتي يوضح القيام بخطوات المشروع بالترتيب.



اختيار مشروع التخرج	■																
دراسة المخططات العمرية		■															
دراسة العناصر الانشائية		■	■														
تحديد الاحمال				■	■												
تحليل العناصر الانشائية						■	■										
تصميم العناصر الانشائية							■	■	■	■							
التأكد من صحة التصميم									■	■	■						
انجاز جميع المخططات											■	■					
التحضير لمناقشة المشروع														■			
																	■

2

(-) .

(-) .

(-) .

(-) اهمية الموقع.

(-) حركة الشمس والرياح.

(-) .

(-) العناصر المعمارية.

- - وصف الواجهات

الواجهة الشمالية - - -

الواجهة الجنوبية - - -

الواجهة الشرقية - - -

الواجهة الغربية - - -

- -

طابق التسوية - - -

طابق التسوية - - -

طابق التسوية - - -

طابق التسوية - - -

- :

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازها على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ وأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

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

- :

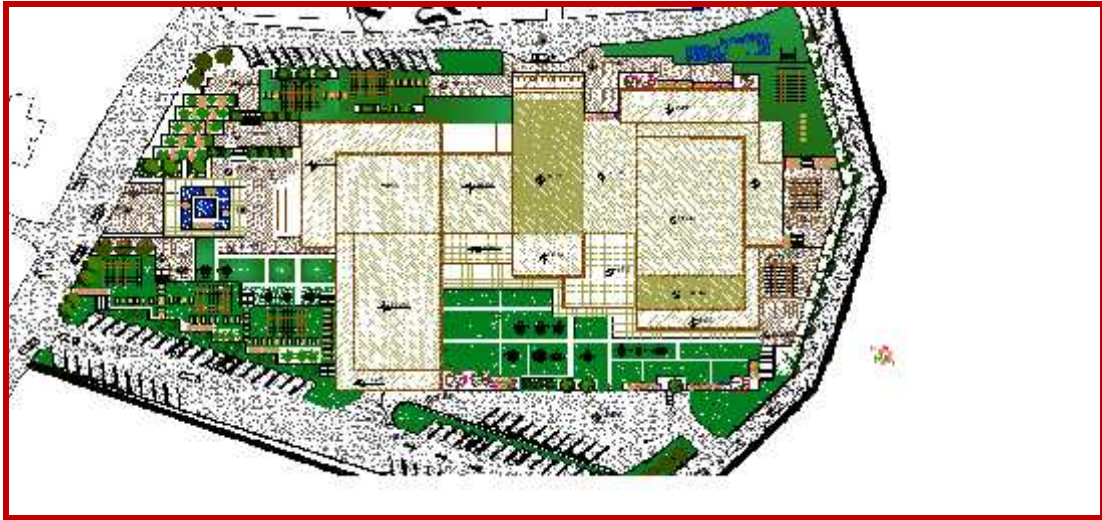
إن فلسطين تفتقد إلى الكثير من الخدمات، بل إن بعضها تكاد تكون معدومة ومن جملة هذه الخدمات قصر للمؤتمرات. ولو تتبعنا الواقع الاجتماعي والسياسي في فلسطين لوجدنا أنه مر بتغيرات قاسية خلال السنوات الماضية، وتم الخروج بنتيجة مفادها أن هذا القطاع الوليد ما زال في طور التنمية والبناء للوصول إلى مرحلة يكون فيها قادراً على تعزيز قدرة الشعب الفلسطيني على البقاء، وتعزيز القدرة الذاتية الفلسطينية، وتخفيف المعاناة التي يتحملها الشعب الفلسطيني وتقوية مناعته، وتنويع العلاقات السياسية والتجارية الخارجية الفلسطينية، وتطويرها مع الدول العربية والإسلامية وجميع دول العالم، وهو الآن يواجه صعوبات في استعادته لعافيته لذلك فهو بحاجة إلى مظلة ترعى تقدمه، وتعمل على تنميته وتفعيل دوره للحاق بركب الحضارة المتنامي مع ذلك، فالوضع الفلسطيني بحاجة إلى كفاءات للاهتمام به وتحقيق التقدم والنمو المطلوب حتى تكون فلسطين إحدى الدول الناجحة سياسياً واجتماعياً.

وتتلخص فكرة المشروع في إنشاء قصر للمؤتمرات يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات التي يتطلبها النظام السياسي الفلسطيني؛ فهو يشتمل على قاعات للمحاضرات، وصالة متعددة الأغراض، ومكاتب وغيرها من الخدمات. إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي يشملها.

- :

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

وتقع الأرض المقترحة لإقامة المشروع في الشمال الشرقي لمدينة الخليل، وتطل غربا على اراضي فارغة وبعض المباني، وتتصل من المنطقة الشرقية بشوارع الرامة، الذي يصل إلى شارع قيزون ، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية. والشكل (٢-١) يوضح قطعة الأرض التي تم اختيارها.



(-)

- أهمية الموقع:

إن أرض المشروع المقترحة، هي أرض منحدره بمعدل ٠.١، وهو انحدار خفيف، يجعل من الإطلالة على المشروع بجميع أجزائه مفضلة من جميع النواحي، وتقل الإطلالة في اتجاه الشوارع المحيطة، مما يؤمن الهدوء لمرتادي مباني المشروع، ويزيد من تميز المبنى وخصوصيته، وقد تم مراعاة عدة أمور في اختيار الموقع ومنها:

- بعيد عن الضوضاء.
- سهولة الوصول إليه وإطلاله على شارع رئيسي.
- سهولة حركة المواصلات المؤدية من وإلى الموقع .
- احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

- حركة الشمس والرياح:

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوح الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

- :

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

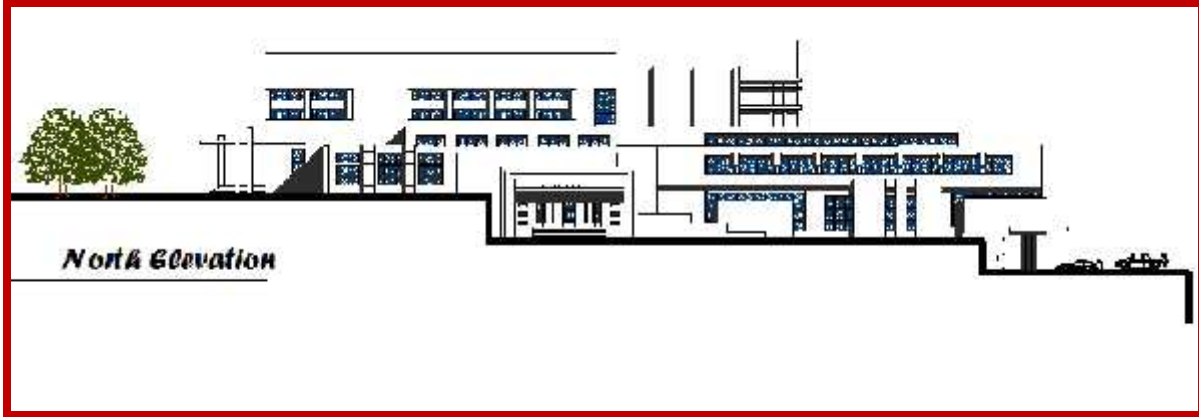
ويظهر من خلال التصميم المعماري وجود نوعين من الأدراج احدهما يصل الطوابق العلوية والى كراج السيارات وهذا يخفف من الضغط عن المدخل الرئيسي كما ويساعد في تخفيف الحركة بين الطوابق، والآخر يصل بين الطوابق فقط ويساعد أيضا على تخفيف الحركة بين الطوابق .

- العناصر المعمارية:

. . وصف الواجهات:

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

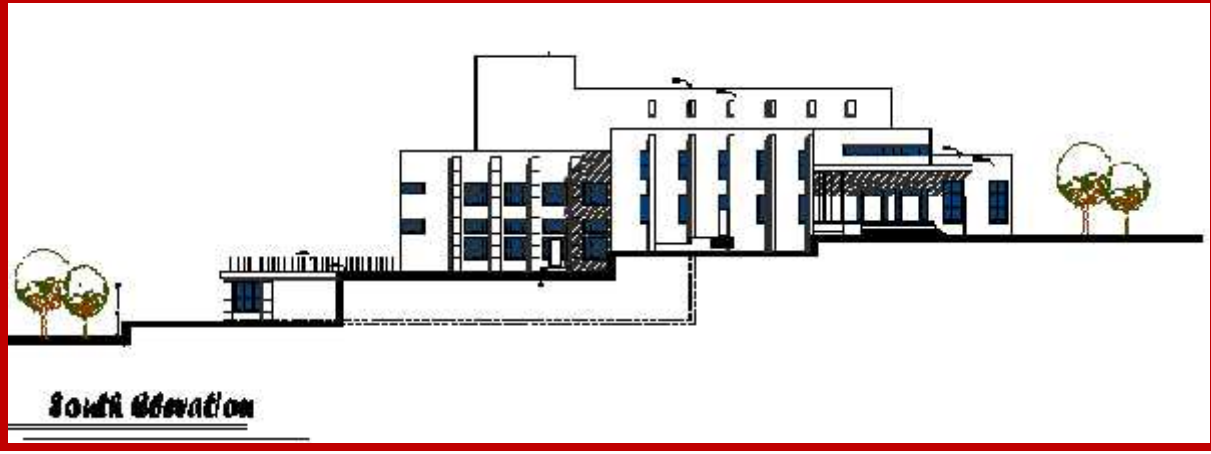
. . . الواجهة الشمالية:



(2- الواجهة الشمالية)

هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفي هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى. والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة، ووجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى كما انها تطل على شارع قيزون.

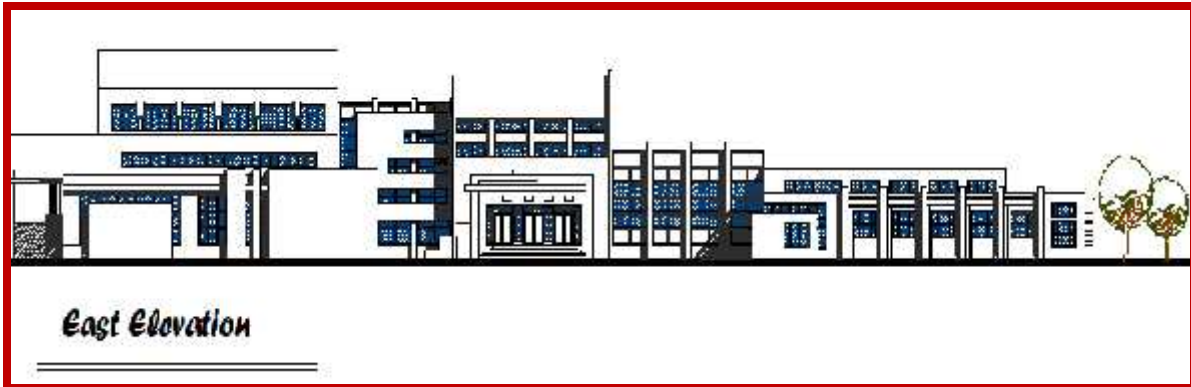
. . . الواجهة الجنوبية:



(3-) الواجهة الجنوبية

يظهر في هذه الواجهة تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت بعدم وجود أي مدخل للقصر وتطل هذه الواجهة على اراض واسعة وفارغة وبعض المباني السكنية.

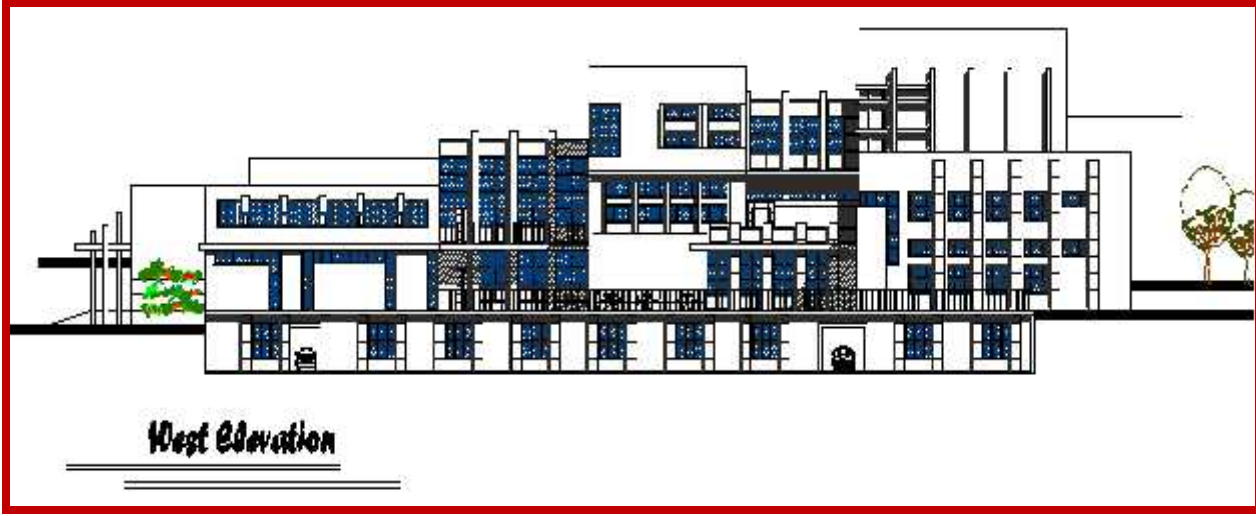
. . . الواجهة الشرقية:



(4-) الواجهة الشرقية

تناظر هذه الواجهة ما اشرفنا إليه في الواجهة الشمالية من تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة بوجود مدخل لكبار الشخصيات كما أنه لها اطلالة على شارع الرامة.

. . . الواجهة الغربية:



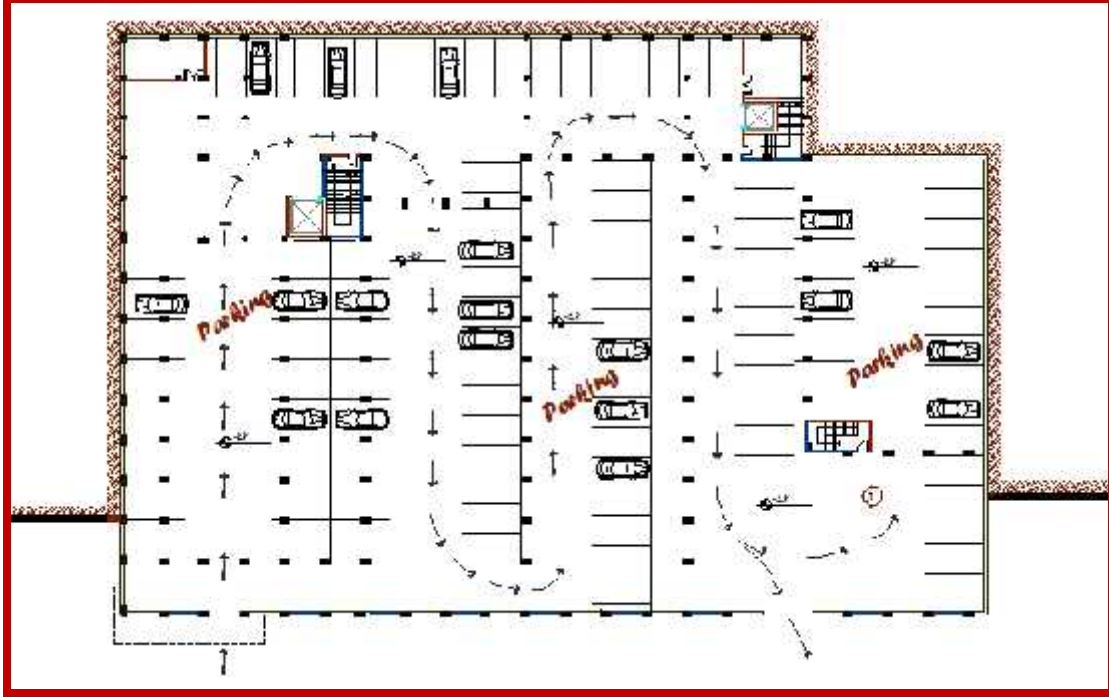
(5- الواجهة الغربية)

تناظر هذه الواجهة ما اشرفنا إليه في الواجهة الشمالية من تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وعدم وجود مداخل للمعهد كما أن إطلالتها على اراضي فارغة.

. . . :

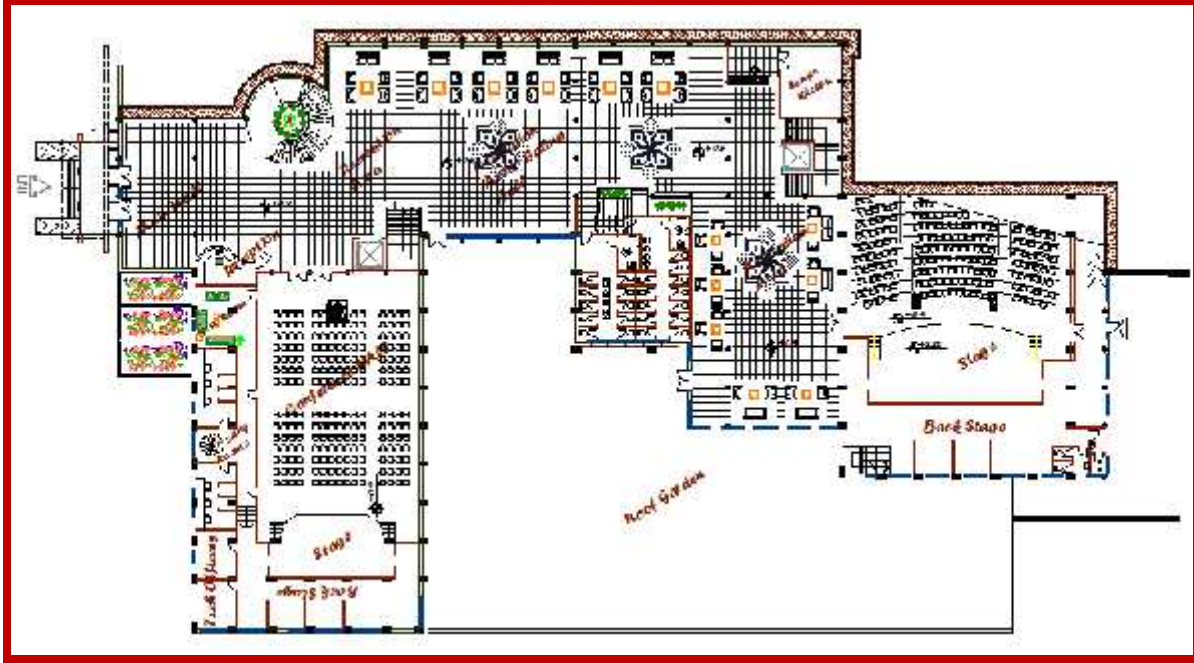
تبلغ المساحة الكلية لهذا المبنى ١١٦٥٢ م^٢ موزعة على اربعة طوابق. وفيما يلي وصف لهذه الطوابق.

. . . طابق التسوية () :



(6-) مسقط أفقي لطابق التسوية

يقع هذا الطابق تحت منسوب الشارع من جهة المدخل الرئيسي للمبنى، وتبلغ مساحة هذا الطابق 3438.45 م² ويحتوي على مواقف للسيارات تتسع لحوالي ٢٠٠ سيارة، ويحتوي على مدخل في الجهة الغربية، ويتصل مع المبنى من خلال مطلع درج.

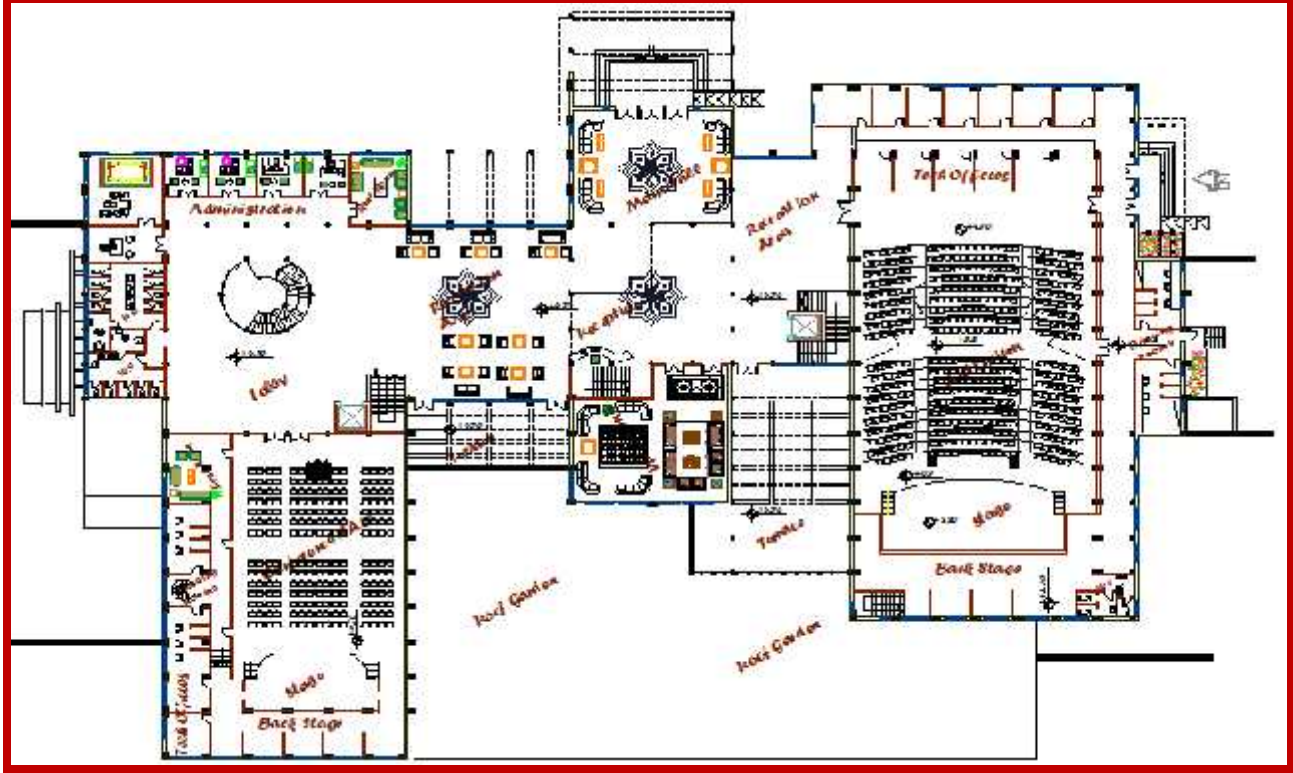


(7-)

تبلغ مساحة هذا الطابق ٢٦٧٣.٩ م^٢ ، وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

- قاعة الاستقبال:
- تحتوي هذه القاعة على مقاعد للانتظار مع وجود مكتب للاستعلامات مقابل المدخل الرئيس .
- مسرح رقم (١) :
- يتسع هذا المسرح ل ٦٠٠ شخص ومزود بكواليس وغرف خلفية ، غرف تحكم ، اضافة الى خدمات هذا المسرح وهو مفتوح لباقي الطوابق.
- مسرح رقم (٢) :
- يتسع هذا المسرح ل ٢٠٠ شخص.
- دورات المياه: يوجد مراحيض خاصة بالرجال وكذلك بالنساء.

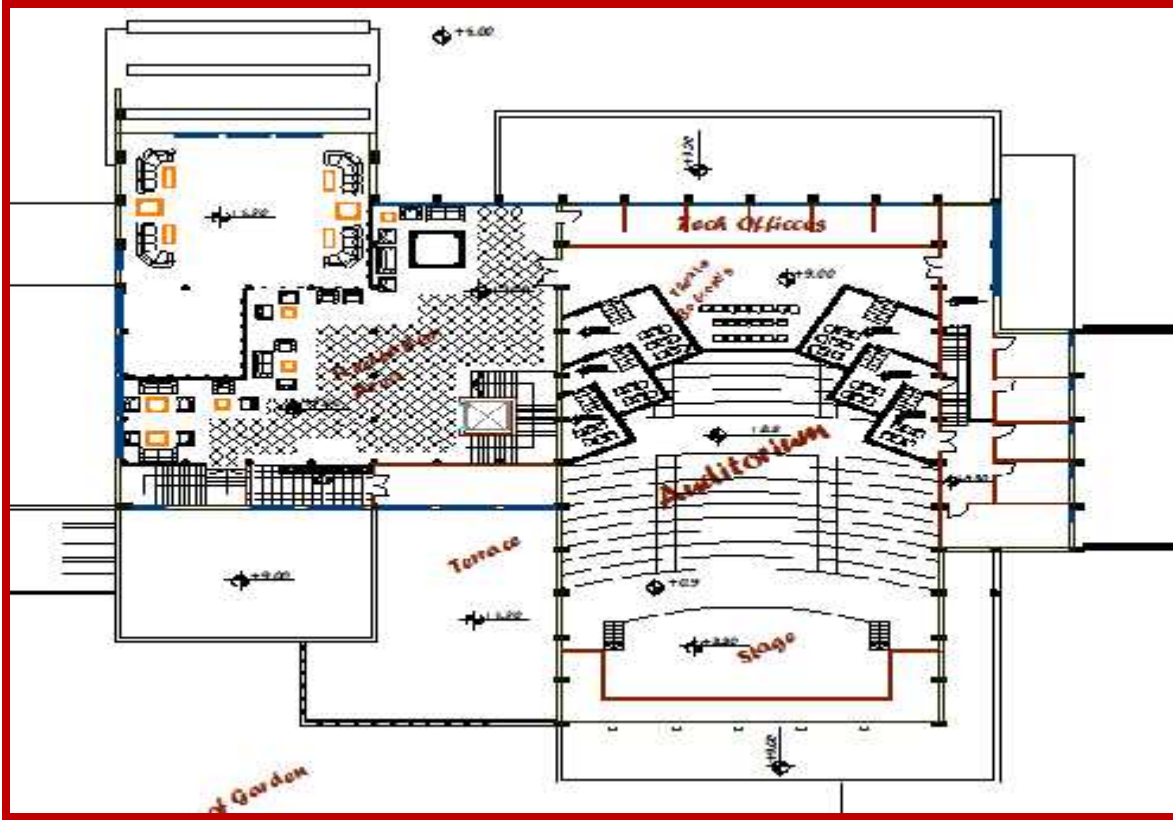
: . . .



(8-)

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي. تبلغ مساحة هذا الطابق ٣٧١٢.٥٧ م^٢ وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية :
ادارة المركز وتحتوي على ما يلي::

- ✓ غرفة المدير.
- ✓ سكرتاريا .
- ✓ غرفة اجتماعات .
- ✓ مكاتب موظفين.
- ✓ غرفة استراحة.
- مسرح رقم (١) : يتسع هذا المسرح ل ٦٠٠ شخص .
- مسرح رقم (٢) : يتسع هذا المسرح ل ٢٠٠ شخص.
- دورات المياه.



(9-)

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق الحركة الراسية ممثلة بالمصاعد الكهربائية أو عن طريق الحركة الأفقية بواسطة الأدراج، وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ١٨٢٧.٣ م^٢ تتوزع في الفراغات التالية:

- مسرح رقم (١) :
- يتسع هذا المسرح ل ٦٠٠ شخص .
- قاعة الاستقبال:
- تحتوي هذه القاعة على مقاعد للانتظار .

3

الدراسات الإنشائية

-
- هدف التصميم الإنشائي
- الإختبارات العملية.
- ت النظرية والتحليل وطريقة العمل
- - -
- - - الأحمال الميتة
- - - الأحمال الحية
- - - الأحمال البيئية
- العناصر الإنشائية المستخدمة
- -
- -
- -
- - ()
- -
- -
- -
- -
- - الجدران الإستنادية

- :

بعد أن تم دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم انشائي يلبي هذه الافكار والقوانين الهندسيه ، والهدف الرئيسي لعملية التصميم الانشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الاخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له. يعتمد التصميم الانشائي بشكل اساسي على تصميم كافة العناصر الانشائية بحيث تقاوم كافة الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفا دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الهندسيه لهذا المشروع بالاضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

- هدف التصميم الانشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الانشائي هو انتاج مبنى آمن متكامل ومتربط لجميع النواحي الهندسيه والانشائية ، ومقاوم للمؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وهبوط بالتربة ، لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ذلك بناءً على مايلي:

- عامل الأمان (Safety factor): ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع انشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليه.
- التكلفة الاقتصادية (Economy Cost): ويتحقق هذا العامل بالإعتماد على نوع المواد المستخدمه في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبي الغرض المستخدمه لأجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

- الإختبارات العملية:

قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي لابد 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 ثقب بأعداد وأعماق مناسبة مدروسه، وأخذ عينات من هذه التربة وعمل الفحوصات اللازمة عليها، وقد تم اخذ قيمة لقوة تحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (4 كغم/سم²).

- الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم، ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الإنشائية بشكل كامل للمبنى

وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

- - :

هناك مجموعة من الأحمال واقعة على العناصر الإنشائية التي سوف يتم تصميمها بحيث تكون قادرة على تحملها ومقاومتها دون حدوث انهيار للمنشأة، وتنقسم هذه الأحمال الى قسمين :

الاحمال الرئيسية (المباشرة) : وهذه الاحمال تتضمن الاحمال الميتة والاحمال الحية والاحمال البيئية .

الاحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الاساس.

لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلباً على التصميم الإنشائي وقد يكون هذا الخطأ فادحاً وقد يؤدي الي خسائر بشرية ومادية.

- - - الأحمال الميتة:

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلتصق بالمبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

(-) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

(kg/m ³)		
٢٣٠٠	المونة والبلاط	1
١٨١٠	الطعم	2

2500	الخرسانة	3
900	الطوب	4
٢٢٠٠	القضارة	5
1600	الرمل	

: ن القواطع بقيمة 100 كغم/م^٢ للمقطع.

- - - الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، والتي تؤثر بشكل رأسي، وتوضع بشكل مؤقت ويمكن نقلها، ومن هذه الأوزان:

١. الأجهزة والمعدات.
٢. وزن الأثاث.
٣. القواطع المتحركة.
٤. واهم ما يمثلها الأشخاص.

هذه الأحمال تم تقديرها حسب استخدام المنشأة وتم وضعها في جداول خاصة حسب الكود الاردني، منها:

(-) الأحمال الحية

(kg/m ²)	طبيعة الاستخدام	
٥٠٠	مواقف السيارات	1
٥٠٠	المخازن	2
٥٠٠	الأدراج	3
٢٠٠	السقوف	4
٥٠٠	المطاعم	5
٢٥٠	المكاتب	6
٥٠٠	المسارح	

- - - الأحمال البيئية:

هي حمل ثالث من الأحمال الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

١- **الرياح:** عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني كلما ازداد ارتفاعها. وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. هذا وتصمم جدران القص اعتماداً على الكود الأردني.

٢- هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج على الأسس التالية:

- الوزن النوعي للثلج .
 - ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .
 - ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.
- و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

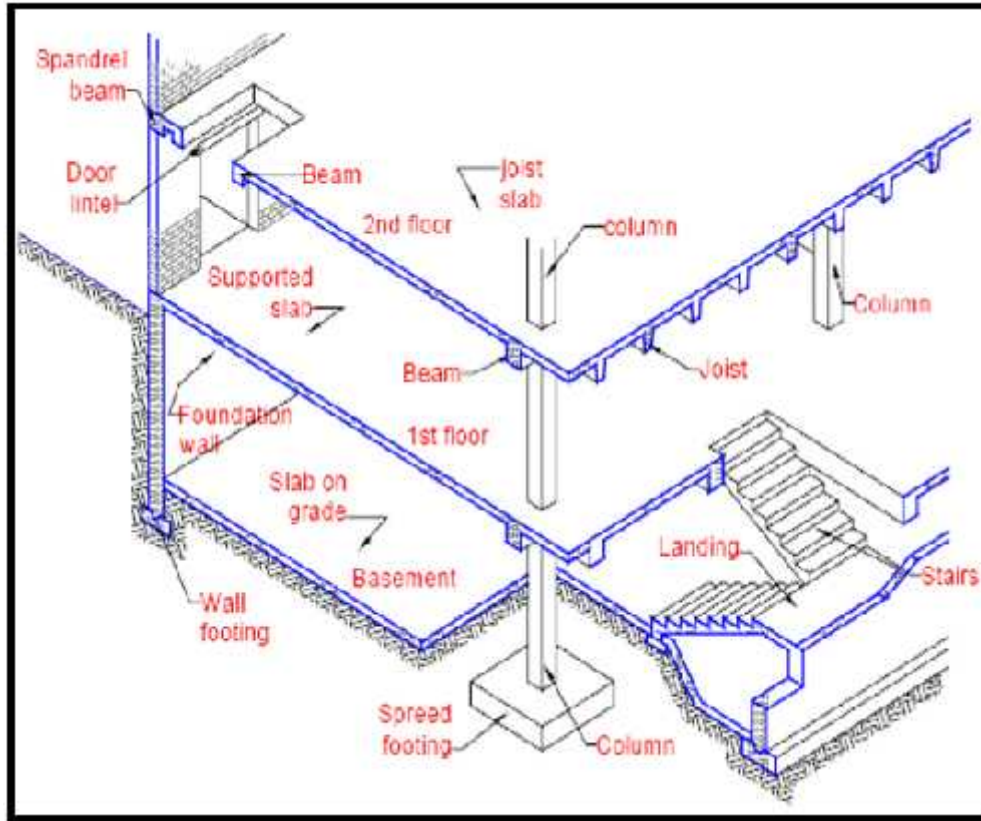
(-) : قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

(KN /M ²)	(H) ()
0	$h < 250$
$(h-250) / 1000$	$500 > h > 250$
$(h-400) / 400$	$1500 > h > 500$
$(h - 812.5) / 250$	$2500 > h > 1500$

٣- : أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص، المصممة بسماعات و تسليح كافية ، تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الاحمال لذا يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتمادا ورجوعا إلى الكود المستخدم.

- العناصر الإنشائية:

كل مبنى يتكون عادةً من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تترابط مع بعضها لتتحافظ على سلامة المبنى وضمان استمراريته، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.



الشكل رقم (٣-١): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني.

- - :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. ولاختلاف المناسيب في قطعة الأرض المقام عليها المشروع، الذي اقتضى إلى التنوع المعماري في تصميم المجمع وإلى إحداث مناسيب إنشائية في التصميم.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs).

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ،وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار ثلاثة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ،والذي سيوضح في التصميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

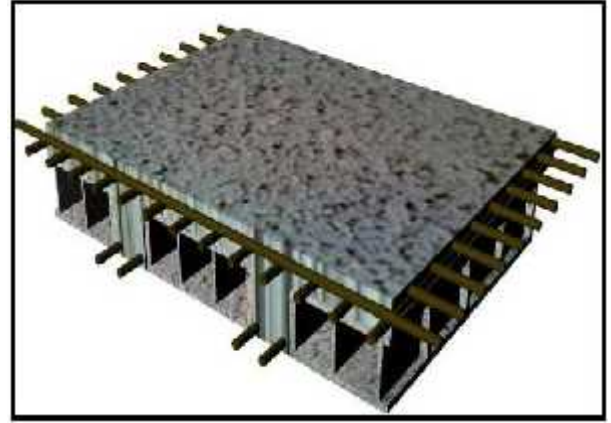
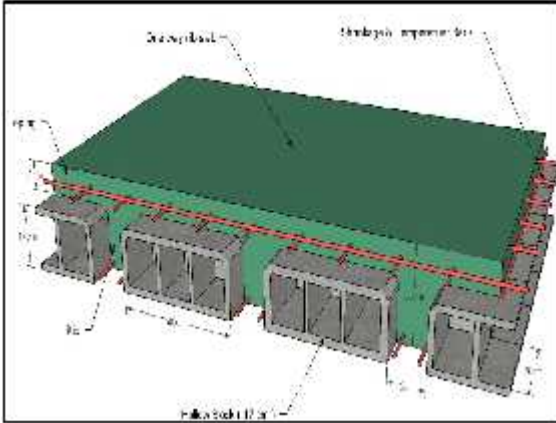
- (١) العقدات المصمتة (Solid Slabs).
- (٢) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- (٣) عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

- - - : (Solid Slabs)

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج.

- - - : (One way ribbed slab)

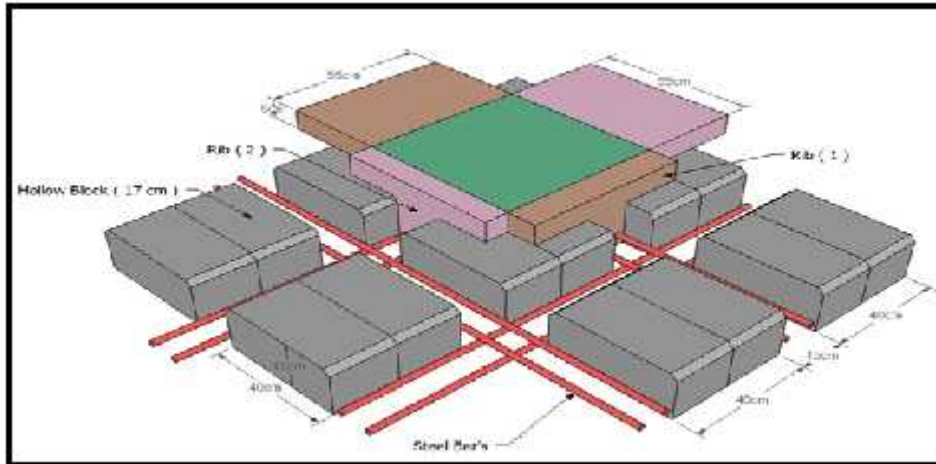
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة حتى ٧ م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها وفعاليتها.



الشكل رقم (٢-٣): عتدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

--- عتدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

والتي تم استخدامها لبعض أجزاء المبنى وخاصة للأجزاء ذات المساحات الكبيرة نسبياً.

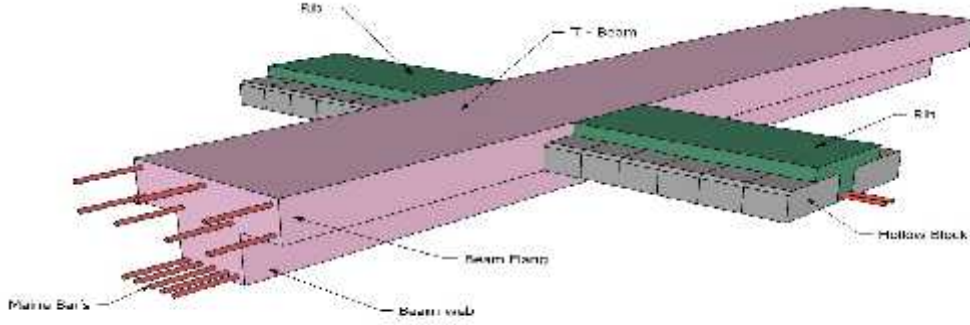


الشكل رقم (٣-٣): عتدات العصب ذات الاتجاهين.

:-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العتدة إلى الأعمدة ، وهي نوعين ، جسور مسحورة _ أي مخفية داخل العتدات _ والجسور الساقطة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العتدة من الأسفل ، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فضلاً

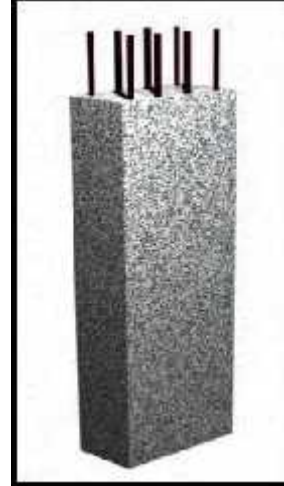
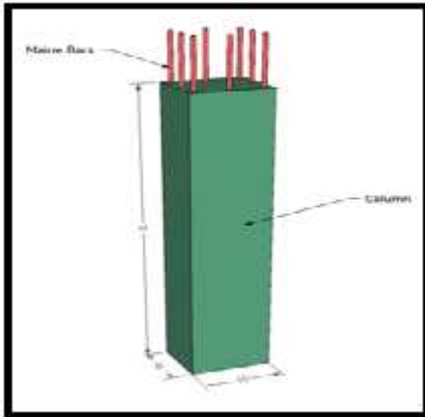
عن الأحمال الكبيرة ، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر.



الشكل رقم (٤-٣): أشكال الجسور.

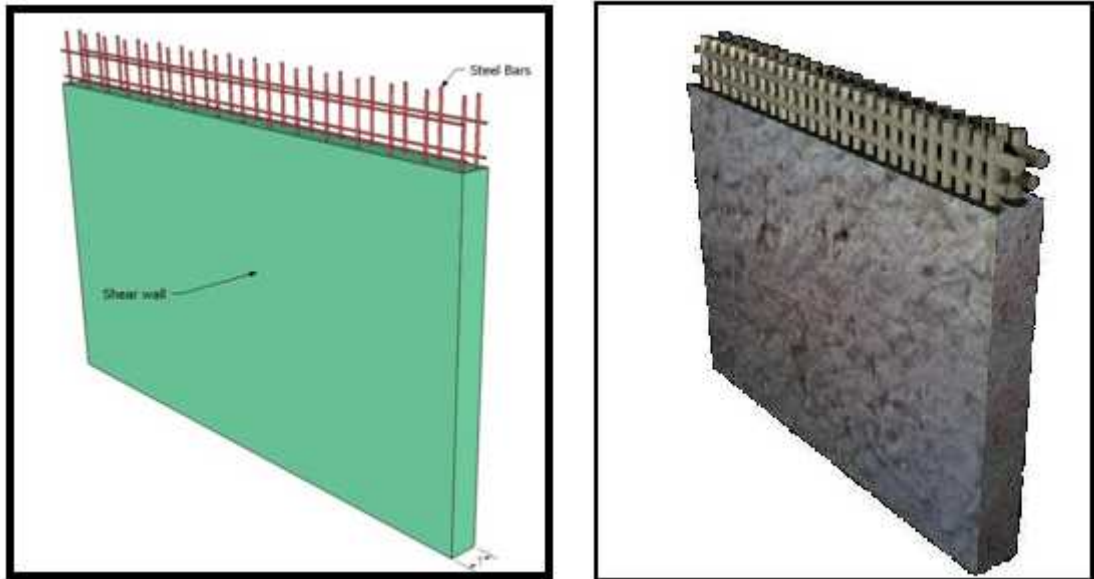
: - -

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر. ويبين الشكل (٤-٣) عدد من مقاطع الأعمدة.



الشكل رقم (٥-٣): أحد أشكال الأعمدة.

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 تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى ، وتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم 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 عزوم اللي وأثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل رقم (٦-٣): جدار القص.

- - :

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:

١- 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:

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

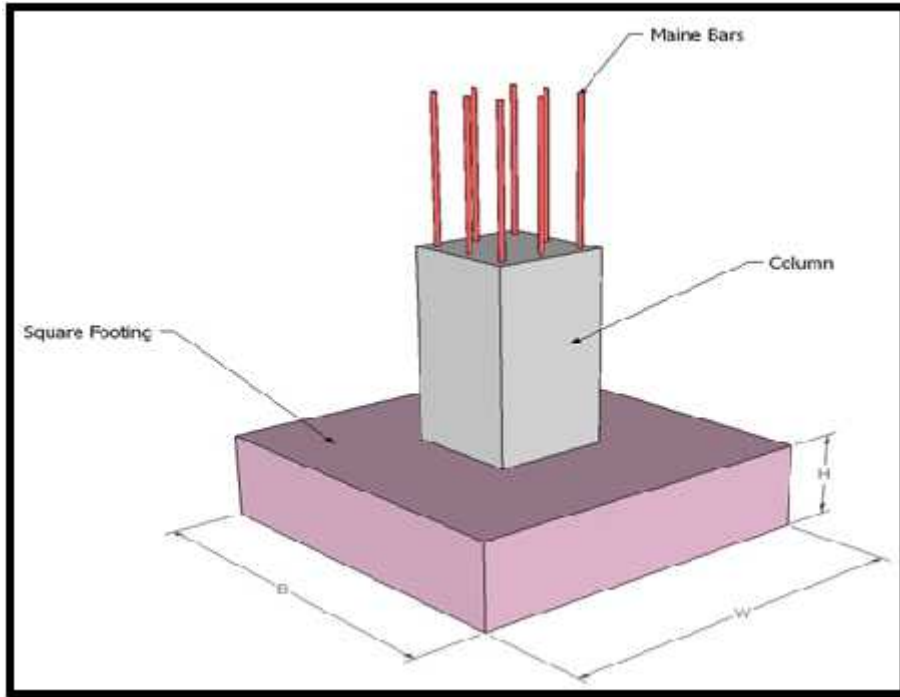
٢- يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

وفي مشروعنا احتجنا إلى استخدام هذه الفواصل الموضحة في المخططات المعمارية.

- - :

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

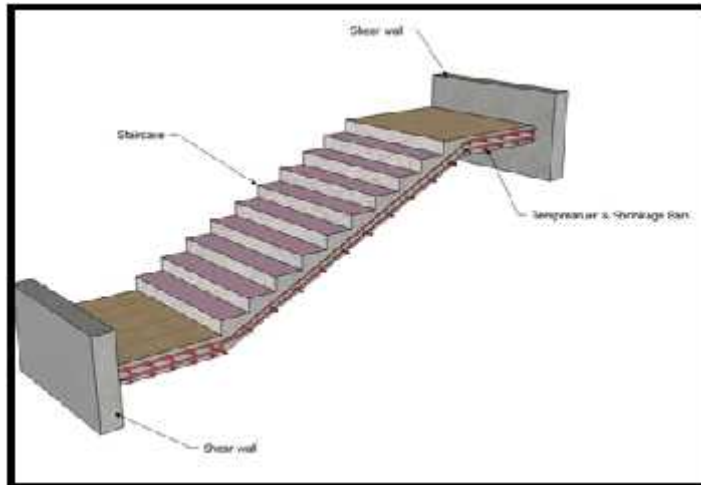
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات ، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظراً لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



الشكل رقم (٧-٣): شكل أحد الأساسات.

: - -

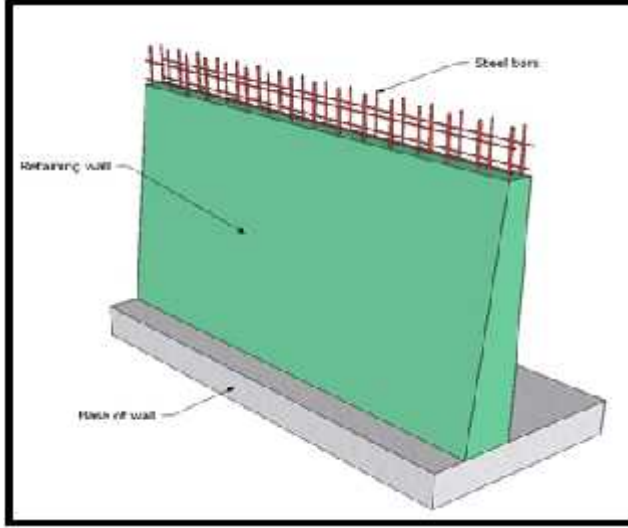
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسب. وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



الشكل رقم (٨-٣): تسليح الأدرج.

- - الجدران الاستنادية:

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 الاستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.



الشكل رقم (٩-٣) جدار استنادي.

CHAPTER

4

"DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS"

- 4-1 INTRODUCTION.**
- 4-2 DESIGN OF RIB (NO. 26).**
- 4-3 DESIGN OF TWO WAY RIBBED SLAB.**
- 4-4 DESIGN OF ONE WAY SOLID SLAB.**
- 4-5 DESIGN OF BEAM (NO. 3).**
- 4-6 DESIGN OF COMPOSITE BEAM (NO. 58).**
- 4-7 DESIGN OF COLUMN (NO. 18).**
- 4-8 DESIGN OF ISOLATED FOOTING (NO. 21).**
- 4-9 DESIGN OF BASEMENT WALL.**
- 4-10 DESIGN OF WALL FOOTING.**
- 4-11 DESIGN OF RETAINING WALL.**
- 4-12 DESIGN OF SHEAR WALL.**
- 4-13 DESIGN OF STAIRS.**
- 4-14 DESIGN OF TENSION MEMBER.**

CHAPTER FOUR

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

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

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

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

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

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4-2 Design of (Rib 26) in first floor.

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

4-2-1 Determination of the slab Thickness.

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

$$\text{Min } h = L / 21 \quad \text{for interior span}$$

$$\text{Min } h = 6 / 21 = 29 \text{ cm}$$

$$\text{Min } h = L / 18.5 \quad \text{for exterior span}$$

$$\text{Min } h = 6 / 18.5 = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Min } h = L / 16 \quad \text{for simply support}$$

$$\text{Min } h = 2.4 / 16 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Take } h = 30 \text{ cm}, \quad f_y = 420 \text{ Mpa}, \quad f_c = 28 \text{ Mpa}$$

4-2-2 Dead load Calculation :-

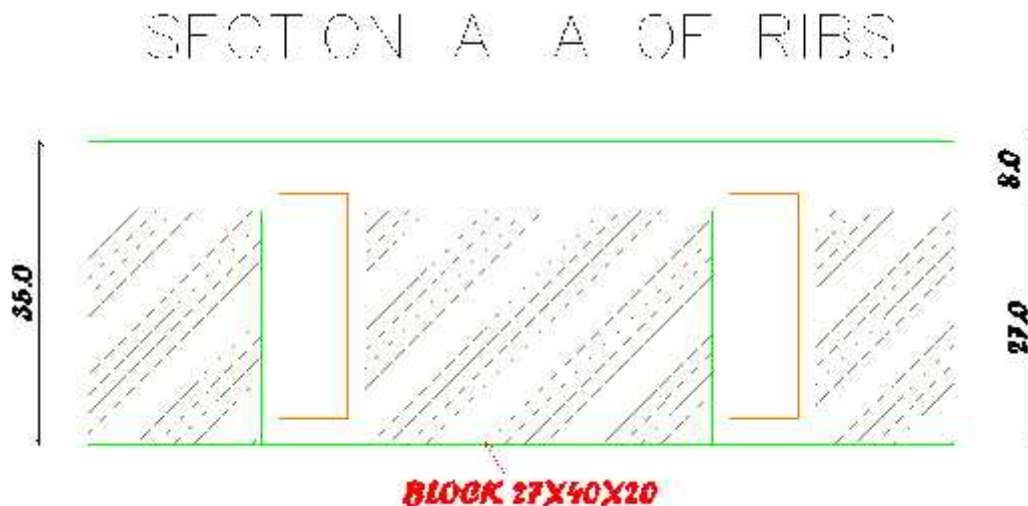


Figure (4-1) section in one way ribbed slab

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Tile	$0.03 \times 0.54 \times 23 = 0.372$ kN/m of rib
Mortar	$0.02 \times 0.54 \times 22 = 0.237$ KN/m of rib
Coarse Sand	$0.07 \times 0.54 \times 16 = 0.605$ KN/m of rib
Concrete Rib	$0.27 \times 0.14 \times 25 = 0.945$ kN/m of rib
Block	$0.27 \times 0.4 \times 9 = 0.972$ kN/m of rib
Topping	$0.08 \times 0.54 \times 25 = 1.08$ kN/m.
Plaster	$0.02 \times 0.54 \times 22 = 0.237$ KN/m of rib
Partition	$1 \times 0.54 = 0.54$ KN/m of rib

Service Total Dead Load = 5 KN/m of rib

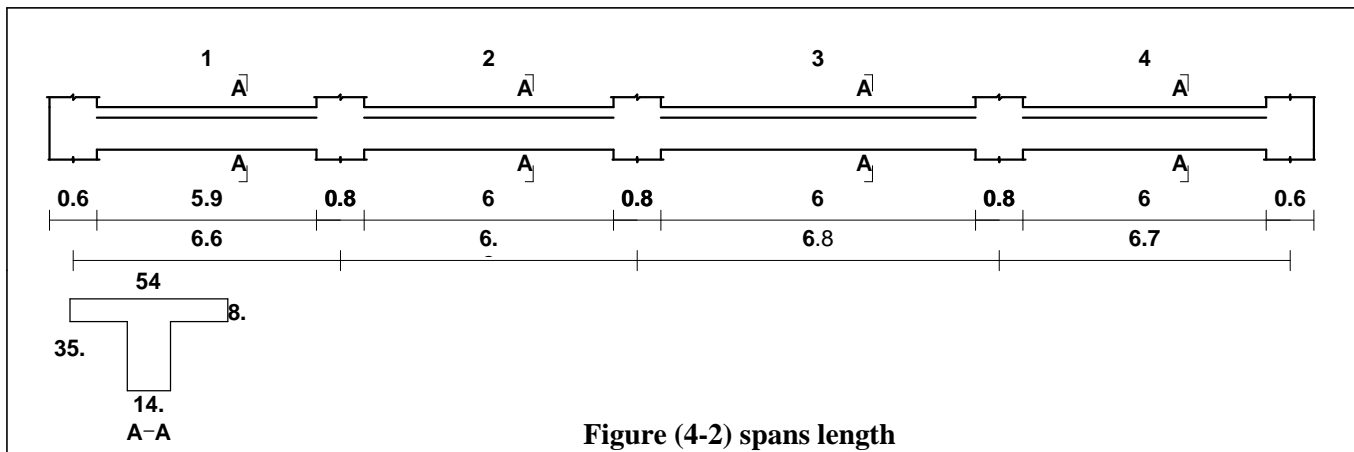
Factored dead load = $1.2 \times 5 = 6$

Live load = 5 KN/m^2 .

Service live load = $5 \times 0.54 = 2.7$ kN/m of rib

4-2-3 Rib Design (R 26):

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



CHAPTER FOUR: Design of structural members

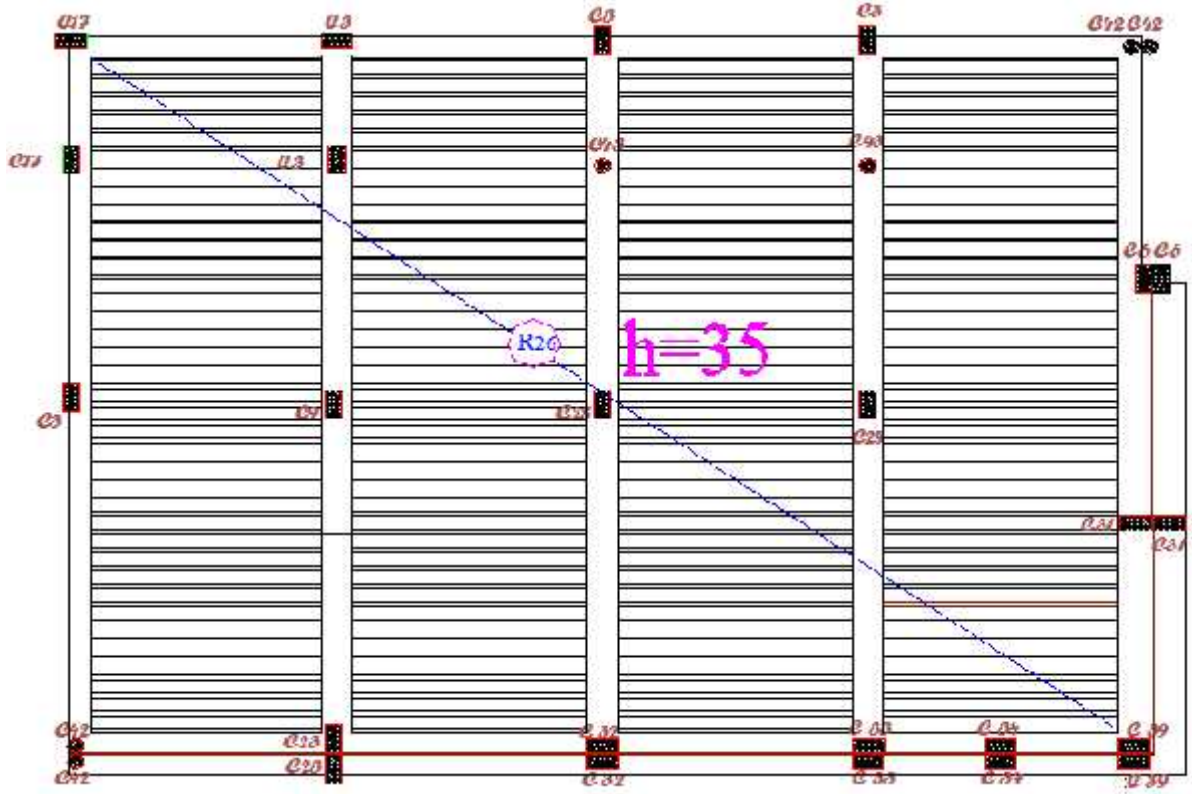


Figure (4-3) Rib location

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

• 4-2-3-1 Topping Design:

- Live load = 5 kN/m^2
- Dead load:-
- Tile = $0.03 \times 23 = 0.69 \text{ KN/ m}^2$.
- sand = $0.07 \times 16 = 1.12 \text{ KN/ m}^2$.
- Topping = $0.08 \times 25 = 2 \text{ KN/ m}^2$.
- mortar = $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/ m}^2$.
- Partition= $1 \times 1 = 1 \text{ KN/ m}^2$.
- Dead load = 5.25 KN/ m^2 .

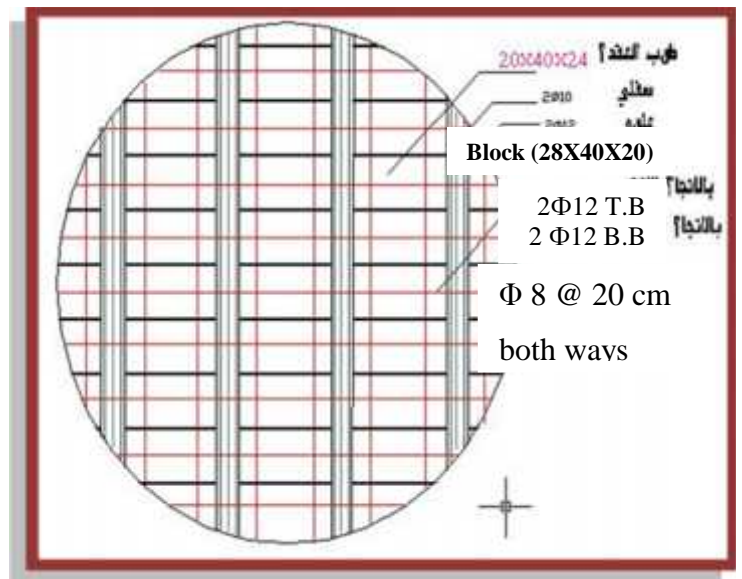


Figure (4-4): Topping Design

CHAPTER FOUR: Design of structural members

- $W_u = 1.2 (5.25) + 1.6 (5) = 14.30 \text{ KN/ m}^2$
- Assume slab is fixed at support point (ribs)
- $M_u = -\left(\frac{W_u \times L^2}{12}\right)$
- $M_u = -\left(\frac{14.30 \times 0.4^2}{12}\right) = -0.190 \text{ KN.m for 1 m wide strip}$
- Calculate modulus of rupture of concrete according to ACI (9.5.2.3).
-
- $f_r = 0.42\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} = 0.42\sqrt{28} = 2.22 \text{ (MPa)}$
- $M_n = (f_r)(s)$
- $s = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 0.00107 \text{ m}^3$ for a rectangular X-section
- $\Phi M_n = 0.55 (2.22)(0.00107) = 1.3 \text{ KN.m}$, ($\Phi = 0.55$ for plain concrete)
- $\Phi M_n = 1.29 \text{ kN.m} > M_u = 0.175 \text{ kN.m}$
- According to ACI (7.12.2.1), minimum reinforcement is required to prevent cracks and o minimizes temperature effects:
- For $f_y = 420 \text{ Mpa}$, $\rho = 0.0018$
- $\rho = 0.0018$
- $A_s = 0.0018(1000)(80) = 144 \text{ mm}^2 / \text{m}$
- Use $\Phi 8 @ 20 \text{ cm}$ on center both ways

4-2-3-2 Design for Positive Moment:

Effective Flange width (b_E) according to ACI code 8.10.2:

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

$$b_E = L / 4 = 600 / 4 = 150 \text{ cm}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 14 + 16 (8) = 142 \text{ cm}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$b_E = C/C = 54 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Control}$$

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

For $a = t = 8 \text{ cm}$

Moments: spans 1 to 4

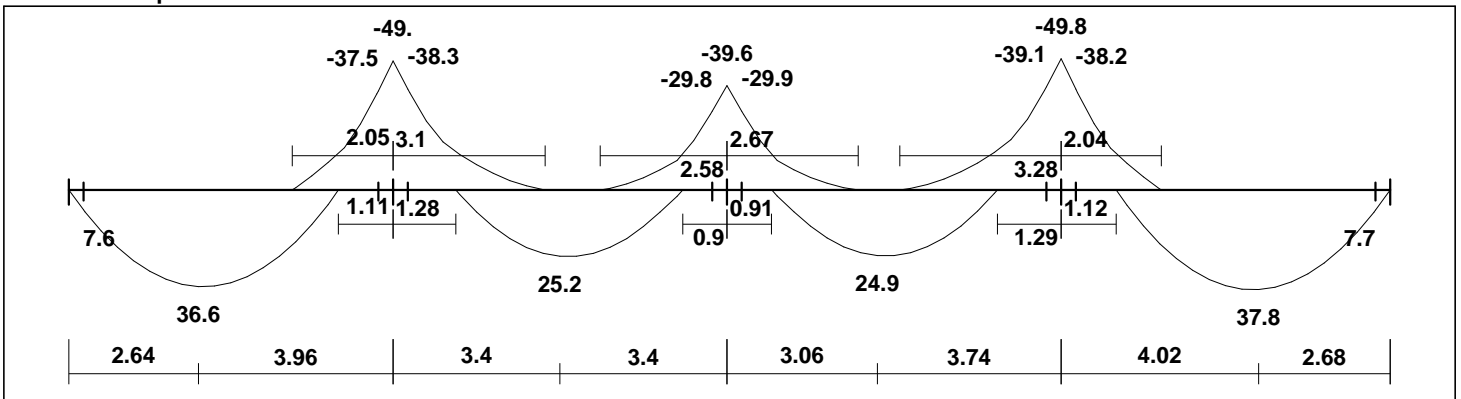


Figure. (4-5) The design moment for the Rib (R 26)

$$M_{u_{max}} = 37.5 \text{ kN.m} . \text{ for all spans } \dots\dots\dots \text{From Figure (4-4).}$$

$$M_{n_f} = 0.85 * f_c * t_f * b_E * (d - t_f/2) = 0.85 (28) (0.08) (0.54)(0.314 - 0.08/2) * 1000 = 281.7 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_{n_f} = 0.9 * 281.7 = 253.5 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n \text{ available} = 253.5 \text{ kN.m} > M_n \text{ required} = 37.5 \text{ kN.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 54 \text{ cm}$

Design of span (1).

$$M_u = 36.6 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{From Figure (4-4)}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{36.6 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.54)(0.314)^2} = 0.764 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.764}{420}} \right) = 0.00185$$

$$A_s = 0.00185 * (540) * (314) = 313.69 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of Ribs:

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_s \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

We use $A_s = 313.69 \text{ mm}^2$

Use 2Ø16 $A_s = 402 \text{ mm}^2$

Check for Yielding:

T=C

$$\Rightarrow A_s \times F_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$(402) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 540 \times a$$

$$\Rightarrow a = 13.14 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 13.14 / 0.85 = 12.3$$

$$\mathcal{E}_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\mathcal{E}_s = (314 - 13.14) * (0.003) / (13.14) = 0.069$$

$$\Rightarrow 0.069 > 0.005$$

\Rightarrow Ok

Design of span (2).

$$M_u = 25.2 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{From Figure (4-4)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{25.2 * (10)^{-3}}{(.9)(0.54)(0.314)^2} = 0.526 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.526}{420}} \right) = 0.00127$$

$$As = 0.00127 * (540) * (314) = 215.34 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of Ribs:

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

$$As \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

We use $As = 215.34 \text{ mm}^2$

Use 2Ø12 $As = 226 \text{ mm}^2$

Check for Yielding:

T=C

$$\Rightarrow As \times Fy = 0.85 \times fc' \times a \times b$$

$$(226) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 540 \times a$$

$$\Rightarrow a = 7.4 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 7.4 / 0.85 = 8.71$$

$$\epsilon_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\epsilon_s = (314 - 8.71) * (0.003) / 8.71 = 0.105$$

$$\Rightarrow 0.105 > 0.005$$

\Rightarrow Ok

Design of span (3) :

$$Mu = 24.9 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{From Figure (4-4)}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{24.9 * (10)^{-3}}{(.9)(0.54)(0.314)^2} = 0.52 \text{ Mpa}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.52}{420}} \right) = 0.00125$$

$$A_s = 0.00125 * (540) * (314) = 211.95 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of Ribs:

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

$$A_s \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

We use $A_s = 211.95 \text{ mm}^2$

Use 2Ø12 $A_s = 226 \text{ mm}^2$

Check for Yielding:

T=C

$$\Rightarrow A_s \times F_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$(226) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 540 \times a$$

$$\Rightarrow a = 7.4 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 7.4 / 0.85 = 8.71$$

$$\mathcal{E}_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\mathcal{E}_s = (314 - 8.71) * (0.003) / (8.71) = 0.10$$

$$\Rightarrow 0.105 > 0.005$$

⇒ Ok

Design of span (4) :

$$M_u = 37.8 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{From Figure (4-4)}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{37.8 * (10)^3}{(.9)(0.54)(0.314)^2} = 0.789 \text{ Mpa}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.789}{420}} \right) = 0.00191$$

$$A_s = 0.00191 * (540) * (314) = 323.86 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of Ribs:

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

$$A_s \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

We use $A_s = 323.86 \text{ mm}^2$

Use 2Ø16 $A_s = 402 \text{ mm}^2$

Check for Yielding:

$$T=C$$

$$\Rightarrow A_s \times F_y = 0.85 \times fc' \times a \times b$$

$$(402) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 540 \times a$$

$$\Rightarrow a = 13.14 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 13.14 / 0.85 = 15.46$$

$$\mathcal{E}_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\mathcal{E}_s = (314 - 15.46) * (0.003) / (15.46) = 0.058$$

$$\Rightarrow 0.058 > 0.005$$

\Rightarrow Ok

4.2.3.3 Design for Negative Moment:

Support (1)

$$M_u = 38.3 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{From Figure (4-4)}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{38.3 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.54)(0.314)^2} = 0.799 \text{ Mpa}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.799}{420}} \right) = 0.00194$$

$$A_s = 0.00194 * (540) * (314) = 328.95 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of Ribs:

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

$$A_s \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

We use $A_s = 328.95 \text{ mm}^2$

Use 2Ø16 $A_s = 402 \text{ mm}^2$

Check for Yielding:

T=C

$$\Rightarrow A_s \times F_y = 0.85 \times fc' \times a \times b$$

$$(402) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 540 \times a$$

$$\Rightarrow a = 13.14 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 13.14 / 0.85 = 15.46$$

$$\epsilon_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\epsilon_s = (314 - 15.46) * (0.003) / (15.46) = 0.0579$$

$$\Rightarrow 0.0579 > 0.005$$

\Rightarrow Ok

Support (2)

$$M_u = 29.9 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{From Figure (4-4)}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{29.9 * (10)^{-3}}{(.9)(0.54)(0.314)^2} = 0.624 \text{ Mpa}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.624}{420}} \right) = 0.00151$$

$$A_s = 0.00151 * (540) * (314) = 256 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of Ribs:

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

$$A_s \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

We use $A_s = 256 \text{ mm}^2$

Use 2Ø14 $A_s = 308 \text{ mm}^2$

Check for Yielding:

T=C

$$\Rightarrow A_s \times F_y = 0.85 \times fc' \times a \times b$$

$$(308) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 540 \times a$$

$$\Rightarrow a = 10.07 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 10.07 / 0.85 = 11.85$$

$$\mathcal{E}_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\mathcal{E}_s = (314 - 11.85) * (0.003) / (11.85) = 0.076$$

$$\Rightarrow 0.076 > 0.005$$

\Rightarrow Ok

Support (3)

$M_u = 39.1 \text{ kN.m}$ From Figure (4-4)

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{39.1 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.54)(0.314)^2} = 0.816 \text{ Mpa}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.816}{420}} \right) = 0.00198$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$A_s = 0.00198 * (540) * (314) = 335.3 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of Ribs:

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_s \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

We use $A_s = 335.3 \text{ mm}^2$

Use 2Ø16 $A_s = 402 \text{ mm}^2$

Check for Yielding:

$$T = C$$

$$\Rightarrow A_s \times F_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$(402) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 540 \times a$$

$$\Rightarrow a = 13.14 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 13.14 / 0.85 = 15.46$$

$$\mathcal{E}_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\mathcal{E}_s = (314 - 15.46) * (0.003) / (15.46) = 0.058$$

$$\Rightarrow 0.058 > 0.005$$

\Rightarrow Ok

4-2-4 Design of shear reinforcement:

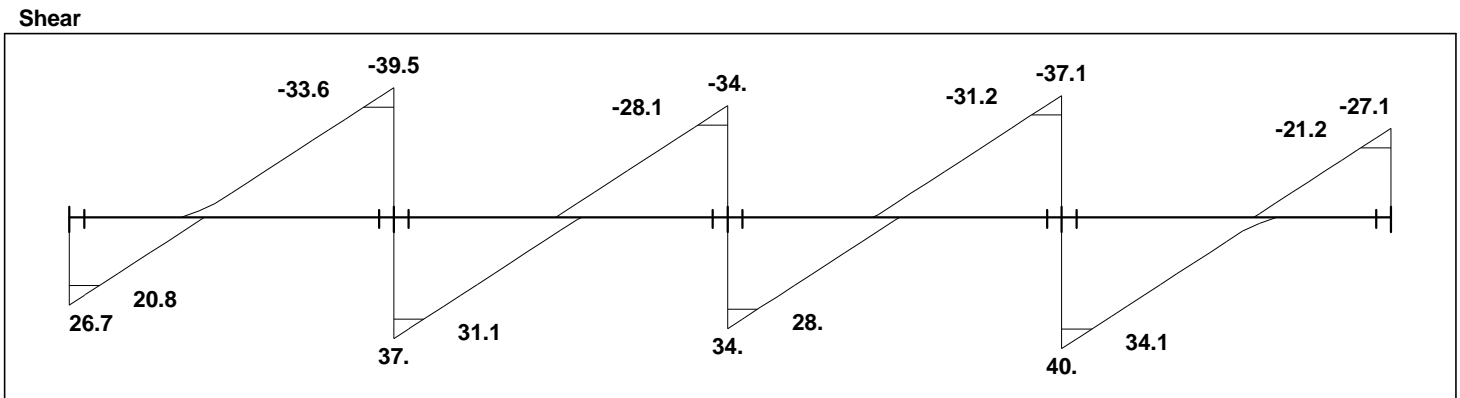


Figure. (4-6) The design Shear for the Rib (R 26)

$V_u \text{ max} = 34.1 \text{ kN}$ at the face of interior support (3) From Figure (4-5).

$$wV_c = 0.75(\sqrt{f_c})(b)(d) / 6 = 0.75(\sqrt{28})(0.14)(0.314) / 6 = 29.1 \text{ kN}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\Phi V_c = 29.1 * 1.1 = 32.01 < V_u \text{ max} = 34.1.$$

$$\Phi V_c < V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_s$$

$$\min wV_s \geq 0.75(1/3)(b)(d) = (1/3)(0.75)(314)(140) = 11 \text{KN} \text{ is Control}$$

$$\min wV_s \geq (1/16)(\sqrt{f_c'}) (b)(d) = (1/16)(5.3)(314)(140) = 14.54 \text{Kn}$$

- $\Phi V_c + \min \Phi V_s = 46.55 \text{ KN}$

$$V_u = 34.1 < \Phi V_c + \Phi V_s = 46.55$$

So we Can solve in the Category (3).

To determine the distance between bars :

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq \frac{bw}{3f_y} \approx \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{\min} \geq 1.2 * 10^{-4}$$

$$\geq 1.1 * 10^{-4}$$

is Control

We Try 2 $\Phi 8$

$$(2 * 50 * 10^{-6}) / S = 1.2 * 10^{-4}$$

$$S = 0.83 \text{ m}$$

$$d/2 = 0.286/2 = 0.143 \text{ m} \quad \text{is Control}$$

we use $\Phi 8 @ 15 \text{ cm c/c}$.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.3 Design of two way ripped slab:

4.3.1 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.8(0.35)^3}{12} = 0.00311$$

$$I_{rib} = \frac{0.54(0.1216)^3}{3} - \frac{0.4(0.0416)^3}{3} + \frac{0.14(0.27 - 0.0416)^3}{3} = 0.00087$$

$$I_{s_1} = \frac{.00087}{0.52} \times 7.05 = 0.0118$$

$$r_1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.00087}{0.01138} = 0.66$$

$$I_{s_2} = \frac{0.00087}{0.52} \times 6.8 = 0.01138$$

$$r_2 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.00078}{0.0118} = 0.68$$

$$I_{s_3} = \frac{.00087}{0.52} \times 7.05 = 0.0118$$

$$r_3 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.00087}{0.01138} = 0.66$$

$$I_{s_4} = \frac{0.00087}{0.52} \times 6.8 = 0.01138$$

$$r_4 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.00078}{0.0118} = 0.68$$

$$r_{fm} = 0.67$$

$$0.2 < r_{fm} < 2$$

$$h_{\min} = \frac{Ln(0.8 + f_y/1400)}{36 + 5s(r_{fm} - 0.2)}$$

$$s = \frac{12.9}{12.4} = 1.04$$

$$\frac{9.7(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.3566(0.25 - 0.2)} = \frac{10.67}{36.339} = 0.2936 \text{ m}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Select $h = 35 > 33.5$ cm .

Select $h = 25$ cm for Two solid slab

Nominal Total Dead Load = 2.5 kN/rib

$$WuD = 1.2 \times 2.5 / (0.54)^2 = 7.1 \text{ kN/m}^2$$

$$WuL = 1.6 \times 5 = 8 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2 : find Vu on rib :

$$Vu(a) = .33 / 2 \times 16.52 \times 0.54 \times 12.4 = 18.26 \text{ KN}$$

$$Vu(b) = .67 / 2 \times 16.52 \times 0.54 \times 12.9 = 38 \text{ KN}$$

$$Vud = (6.2 - 0.31) \times 16.52 \times 0.54 = 52.54 \text{ KN}$$

$$Vu = (6.2 - 3) \times 16.52 \times 0.54 = 28.55 \text{ KN}$$

$$wVc = \frac{0.75}{6} \sqrt{28} \times 0.14 \times 0.31 \times 1000 = 28.72 \text{ KN}$$

$$1.1wVc = 31.6 \text{ KN}$$

$$wVs \text{ min} = \frac{W}{3} bw \times d \geq \frac{W}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$wVs \text{ min} = \frac{0.75}{3} \times 0.14 \times .31 \times 1000 = 10.85$$

$$\geq \frac{0.75}{16} \times \sqrt{28} \times 0.14 \times 0.31 \times 1000 = 10.76$$

item : 3

$$wVc < Vu \leq wVc + wVs \text{ min}$$

$$31.6 < 38.55 \leq 31.6 + 10.85$$

$$21.01 < 38.55 \leq 42.45$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$s \leq 600 \leq d/2 \dots 310/2 = 155\text{mm}$$

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{1 \times bw}{3 \times f_{yt}}$$

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{1 \times 0.14}{3 \times 420} \times 1000 \geq \frac{\sqrt{28}}{16 \times 420} \times 0.14 \times 1000$$

$$\frac{A_v}{s} \geq .111 \times 10^{-6} \geq .110 \times 10^{-6}$$

$$\frac{A_v}{s} = .111 \times 10^{-6}$$

$$s = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{.111 \times 10^{-6}} = 1.4$$

Then use 2 n 10 @ 15 cm c/c

4.3.3 : Design for the negative moment:

$$M_{b-ve} = .038 \times 16.52 \times 12.9^2 \times 0.54 = 56.4 \text{ KN.m}$$

Maximum moment is $M_{-ve} = 56.4 \text{ KN.m}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$k_n = \frac{Mu / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.0654 / 0.9)}{0.14 \times (0.31)^2} = 4.1 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 4.1}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.012$$

$$A_s = 0.012 \times 140 \times 310$$

$$A_s = 540.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \geq 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{(420)}(140)(310) \geq 0.25 \frac{\sqrt{28}}{420}(140)(310)$$

$$A_{s_{\min}} = 144.6 \text{ mm}^2 > 137 \text{ mm}^2$$

Use bars with $\Phi 20$

$$A_s = 540.9 / 314 = 2 \text{ bar } \Phi 20$$

4.3.4 : Design for positive moment :

$$M_{a+ve} = [1.2 \times 7.1 \times 0.031 \times 12.4^2 + 1.6 \times 5 \times 0.036 \times 12.4^2] \times 0.54 = 45.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{b+ve} = [1.2 \times 7.1 \times 0.031 \times 12.9^2 + 1.6 \times 5 \times 0.032 \times 12.9^2] \times 0.54 = 46.74 \text{ KN.m}$$

Maximum moment is $M_{a+ve} = 46.74 \text{ KN.m}$

$$k_n = \frac{Mu / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.0467 / 0.9)}{0.54 \times (0.31)^2} = 1 \text{ MPa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.00243$$

$$A_s = 0.00243 \times 140 \times 310$$

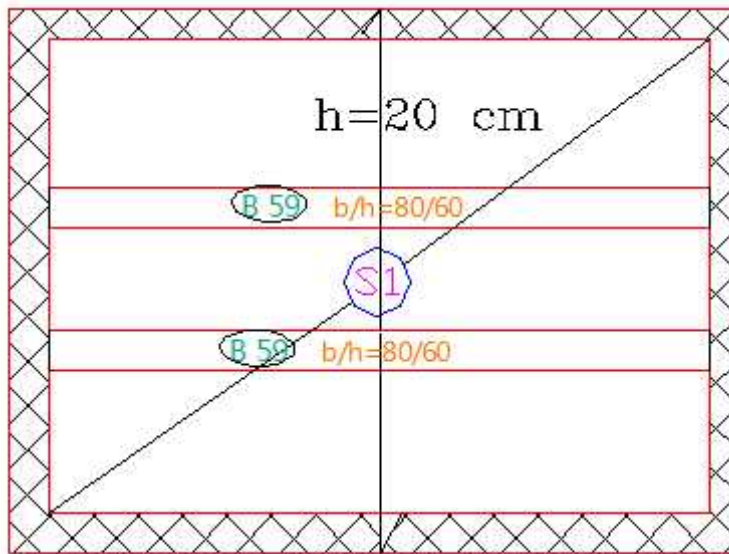
$$A_s = 407.5 \text{ mm}^2$$

Use bars with $\Phi 16$

$$A_s = 407.5 / 201 = 2 \text{ bar } \Phi 16$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.4 Design of One way solid slab :-



Slab plan

Figure(4-7) : One way solid slab of Basement Floor.

Section :-

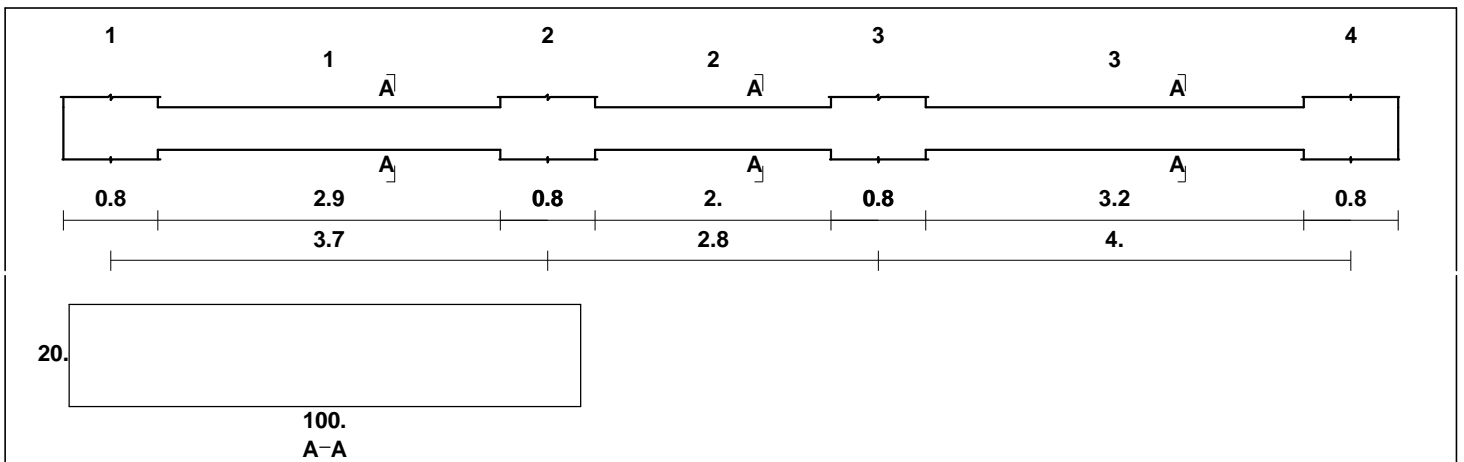
$L/24 = 3.2/24 = 0.13 \text{ m}$, for exterior span (Control) ACI-318-02 (9.5.a)

$L/28 = 2/28 = 0.072 \text{ m}$,for interior span

Select h = 20cm.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

System :-

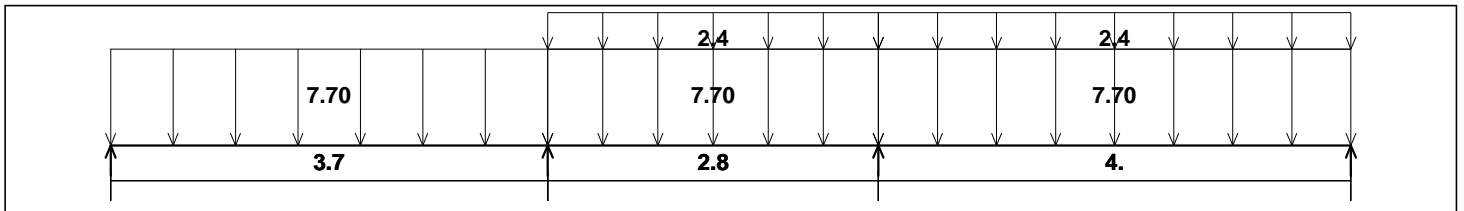


Figure(4-8) : Spans Length of Solid Slab (S1)

Loading :-

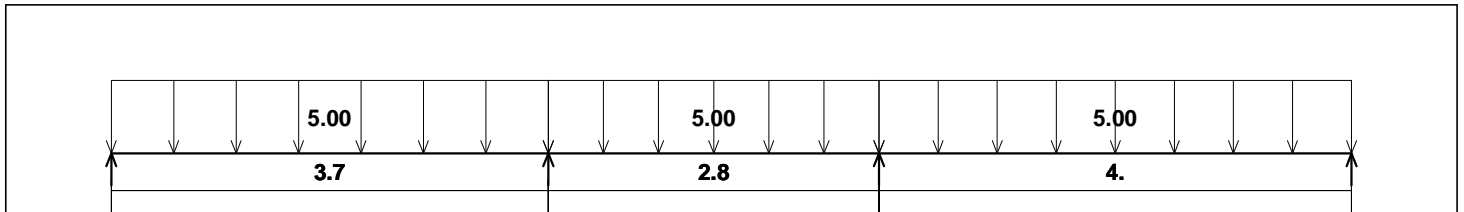
load group no. 1
Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service

Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



Figure(4-9) : Loading of Solid Slab (S1)

Part 1:

✓ Live Load :-

$$L.L = 5 \text{ KN/m}^2 \cdot 1\text{m} = 5 \text{ KN/m}$$

✓ Dead Load :-

Tile $0.03 \cdot 1 \cdot 23 = 0.69 \text{ kN/m}$

Mortar $0.02 \cdot 1 \cdot 22 = 0.44 \text{ KN/m}$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Coarse Sand	$0.07*1*16 = 1.12 \text{ KN/m}$
Concrete slab	$0.20*1*25 = 5 \text{ kN/m}$
Plaster	$0.02*0.1*22 = 0.44 \text{ KN/m}$

D.L=7.7 KN/m²

Part 2:

⇒ **Use h = 20cm** (and *Limitation of Deflection will considered*).

$$\theta = \tan^{-1}(2.1/ 8.54) = 13.8^\circ.$$

$$\text{Cos } \theta = 0.97.$$

Tile	$0.03*1*23 = 0.69 \text{ kN/m}$
Mortar	$0.02*1*22 = 0.44 \text{ KN/m}$
Coarse Sand	$0.07*1*16 = 1.12 \text{ KN/m}$
Concrete slab	$0.20*1*25 \text{ Cos } 13.8 = 4.85 \text{ kN/m}$
Plaster	$0.02*0.1*22 \text{ Cos } 13.8 = 0.427 \text{ KN/m}$
Steps	$0.5*0.2*1*25 = 2.5 \text{ KN /m}^2.$

$$\begin{aligned} \blacklozenge \text{ Total dead load} &= 1.27 + 0.69 + 0.505 + 2.125 + 5.74 \\ &= 10.1 \text{ KN /m}^2. \end{aligned}$$

-Live load:-

$$\text{-Live load for stairs} = 500 \text{ Kg/m}^2 = 5 \text{ KN /m}^2.$$

$$\text{-Ultimate live load} = 5 \text{ KN /m}^2.$$

-Factored Load:-

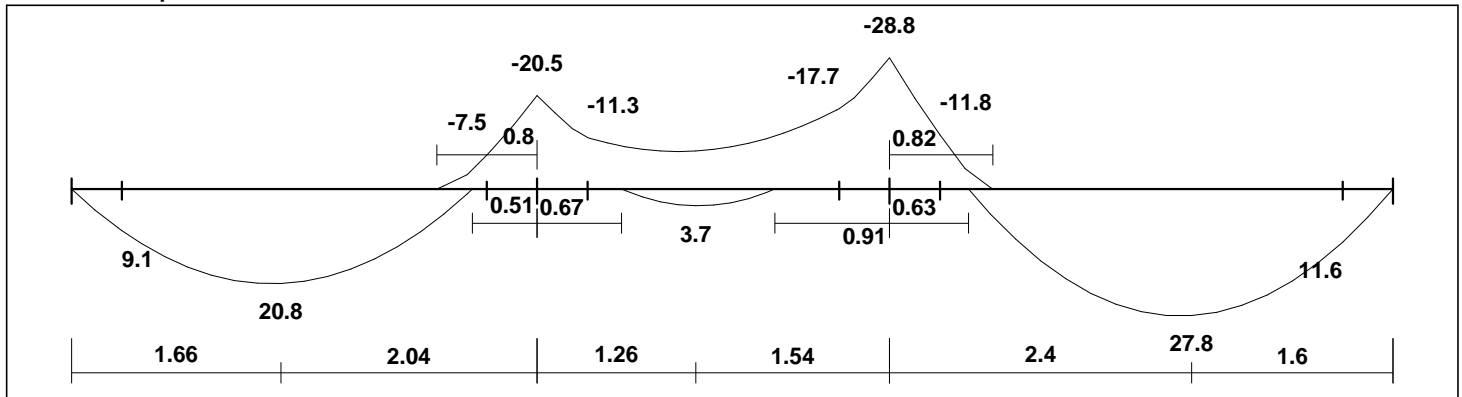
$$\blacklozenge W_u = 1.2*10.1 + 1.6*5 = 20.12 \text{ KN /m}.$$

$$d = 200 - 20 - 12 = 168$$

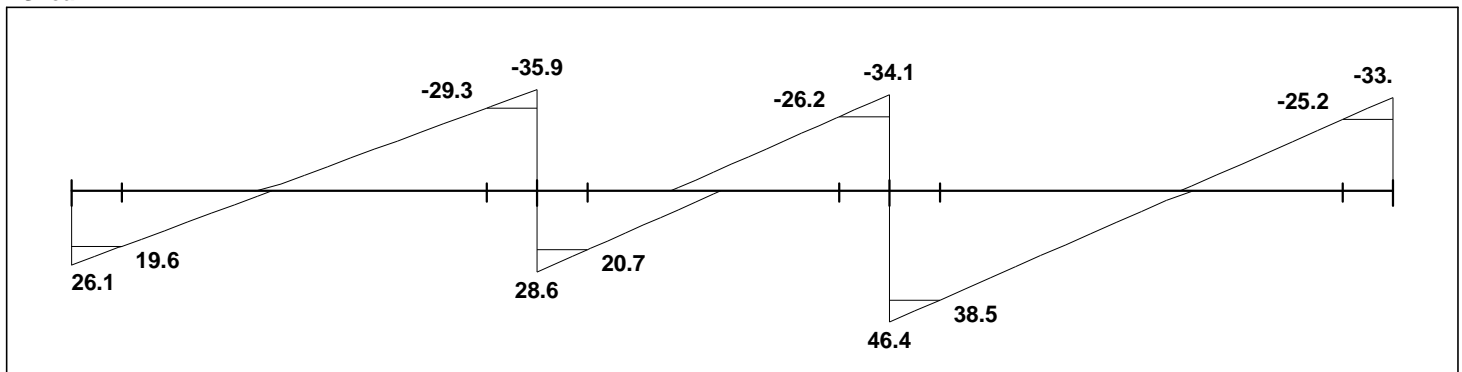
CHAPTER FOUR: Design of structural members

Design :-

Moments: spans 1 to 3



Shear



Figure(4-10) : Envelope moment and shear Diagram of Solid Slab (S1).

4.4.1 Design of shear:-

$$V_u = 38.5 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{28}}{6} 1 * 0.168 * 10^3 = 111.12 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_c = 111.12 > V_u = 38.5$$

No shear reinforcements is required

4.4.2 Design of positive moment:-

$$M_u = 27.8$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$R_n = \frac{Mu/w}{b * d^2} = \frac{27.8 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.168)^2} = 1.095 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(1.095)}{420}} \right) = 0.002668$$

$$A_{s_{req}} = 0.002668 (1000) (168) = 448.224 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

$$A_{s_{min}} = A_s = 0.0018 (1000) (200) = 360 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

$$A_{s_{req}} = 448.224 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s_{bar}} = 448.224 / 113 = 4$$

$$\Rightarrow \text{Note } A_{\Phi 12} = 113 \text{ mm}^2$$

Select bottom and top bars 12@25 cm

For other direction use AS(min) Shrinkage & Temperature Reinforcement:-

$$A_s (\text{shrinkage}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

$$A_s (\text{shrinkage}) = 360 / 79 = 4.55 \text{ bar}$$

Select bottom and top bars 10@20 cm

4-5 Design of Beam - (B3):

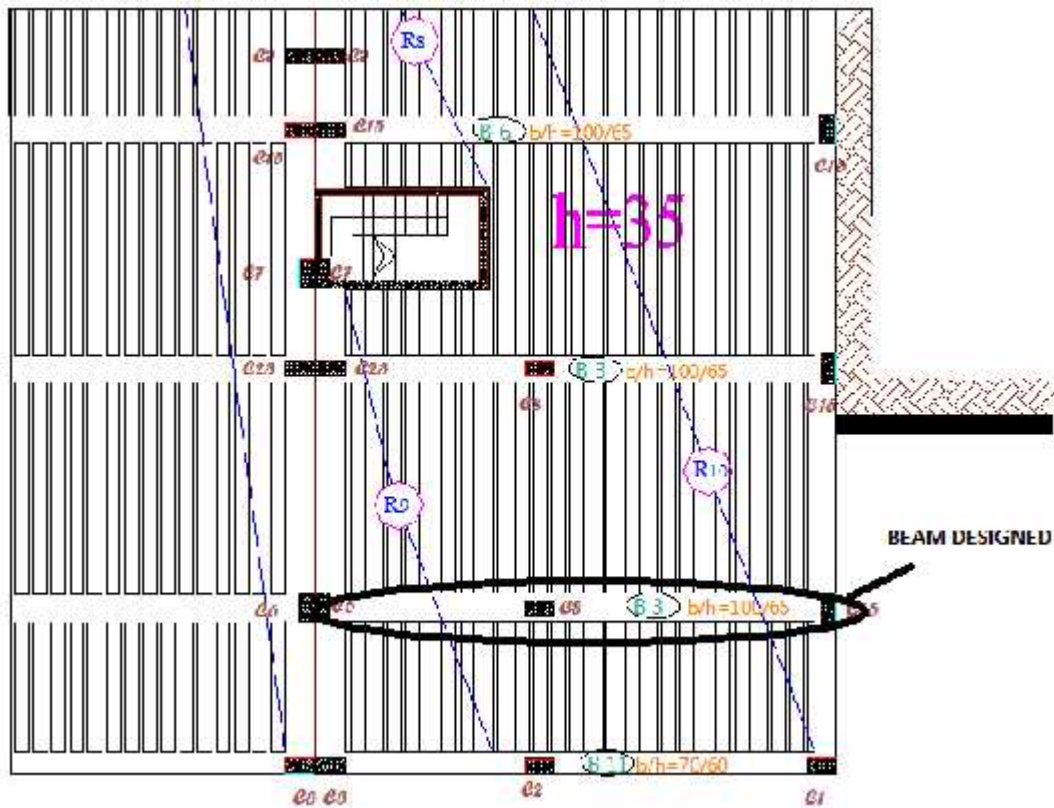


Figure. (4-11) The design for beam (B 3)

4-5-1 Determination of effective width of (B3):

Effective Flange width (b_E) according to ACI code 8.10.2:

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

$$b_E = L / 4 = 380 / 4 = 95 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 50 + 16 (35) = 610 \text{ cm}$$

$$b_E = C/C = 4500 \text{ cm}$$

Take $b_E = 100 \text{ cm}$.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.5. Design of positive moment for beam (B3):

Moments: spans 1 to 2

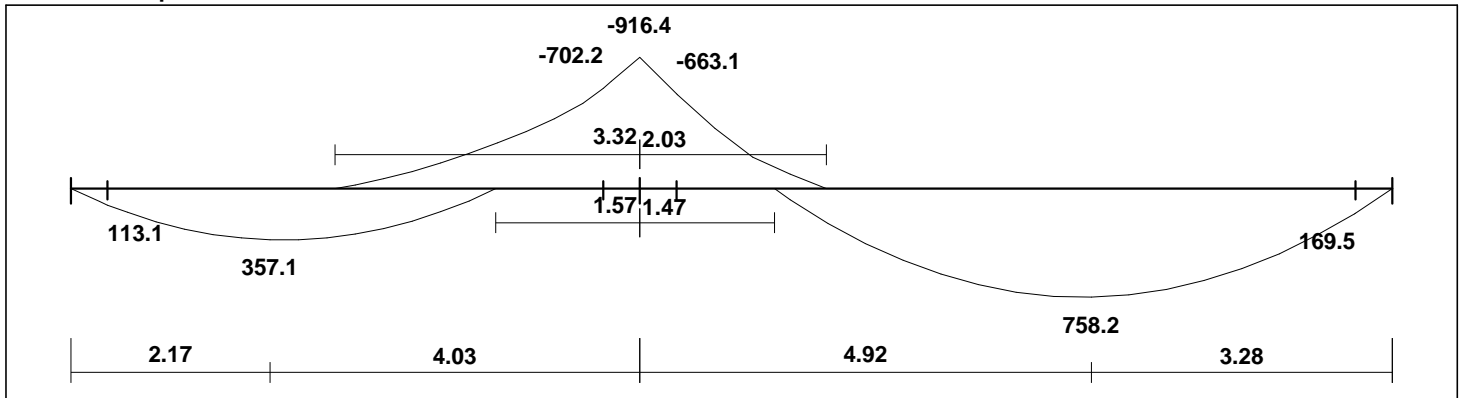


Figure. (4-12) The design moment for the beam (B 3)

$$d = 650 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 590\text{mm}$$

$$Mu = 758.2\text{ kN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{758.2}{0.9} = 842.44\text{ kN.m}$$

Max Mn for a singly reinforced section:

$$\frac{0.003}{x} = \frac{0.003 + 0.005}{d}$$

$$x = 221.25\text{mm}$$

$$a = S_1 \times x$$

$$a = 0.85 \times 221.25 = 180.06\text{mm}$$

$$x_{\max} = 221.25\text{cm}$$

$$a_{\max} = 180.06\text{cm}$$

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$C_c = 0.85 \times 28 \times 1000 \times 221.25$$

$$C_c = 5265.75\text{kN}$$

$$Mn_{\max \text{ singly}} = T(d - a/2)$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$Mn_{\max \sin gly} = 5265.75(590 - 180.06 / 2)$$

$$Mn_{\max \sin gly} = 2632.72 \text{ kN.m}$$

$$Mn_{req.} = 842.44 \text{ kN.m}$$

$$Mn_{req.} = 842.44 \text{ kN.m} < Mn_{\max \sin gly} = 2632.72 \text{ kN.m}$$

The section must be singly reinforced section.

For span No 1:

$$Mu = 357.1 \text{ kN.m} \quad \dots\dots\dots \text{From Figure (4-12)}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{357.1 * (10)^{-3}}{(0.9)(1)(0.59)^2} = 1.14 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 1.14}{420}} \right) = 0.00278$$

$$As = 0.00278 * (1000) * (590) = 1641.74 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of Ribs:

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

$$As \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

$$\text{We use } As = 1641.71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 4\emptyset 25 \quad As = 1964 \text{ mm}^2$$

Check for Yielding:

$$T=C$$

$$\Rightarrow As \times Fy = 0.85 \times fc' \times a \times b$$

$$(1964) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 1000 \times a$$

$$\Rightarrow a = 34.66 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 34.66 / 0.85 = 40.78$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\mathcal{E}_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\mathcal{E}_s = (590 - 40.78) * (0.003) / (40.78) = 0.04$$

$$\Rightarrow 0.04 > 0.005$$

For span No 2:

$$M_u = 758.2 \text{ kN.m} \quad \dots\dots\dots \text{From Figure (4-12)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$K_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{752.8 * (10)^{-3}}{(.9)(1)(0.59)^2} = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m K_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 2.4}{420}} \right) = 0.00604$$

$$A_s = 0.00604 * (1000) * (590) = 3561.11 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of beam:

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_s \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

We use $A_s = 3561.11 \text{ mm}^2$
 Use 8Ø25 $A_s = 3928 \text{ mm}^2$

Check for Yielding:

$$T = C$$

$$\Rightarrow A_s \times F_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$(3928) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 1000 \times a$$

$$\Rightarrow a = 69.32 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 69.32 / .85 = 81.55$$

$$\mathcal{E}_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\mathcal{E}_s = (590 - 81.55) * (0.003) / (81.55) = 0.019$$

$$\Rightarrow 0.019 > 0.005$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.3 Design of negative moment for beam (B3):

$M_u = 702.2 \text{ kN.m}$ From Figure (4-12)

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$Kn = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{702.2 * (10)^{-3}}{(0.9)(1)(0.59)^2} = 2.24 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m K_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 2.24}{420}} \right) = 0.0056$$

$$A_s = 0.0056 * (1000) * (590) = 3310.6 \text{ mm}^2$$

Max & Min Reinforcement Of Ribs:

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_s \text{ min} = 122.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 130 \text{ mm}^2$$

We use $A_s = 3310.6 \text{ mm}^2$

Use 8Ø25 $A_s = 3928 \text{ mm}^2$

Check for Yielding:

Check for Yielding:

T=C

$$\Rightarrow A_s \times F_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$(3928) \times 420 = 0.85 \times 28 \times 1000 \times a$$

$$\Rightarrow a = 69.32 \text{ mm}$$

$$C = a / 0.85 = 69.32 / 0.85 = 81.55$$

$$\mathcal{E}_s = (d - C) (0.003) / C$$

$$\mathcal{E}_s = (590 - 81.55) * (0.003) / (81.55) = 0.019$$

$$\Rightarrow 0.019 > 0.005$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

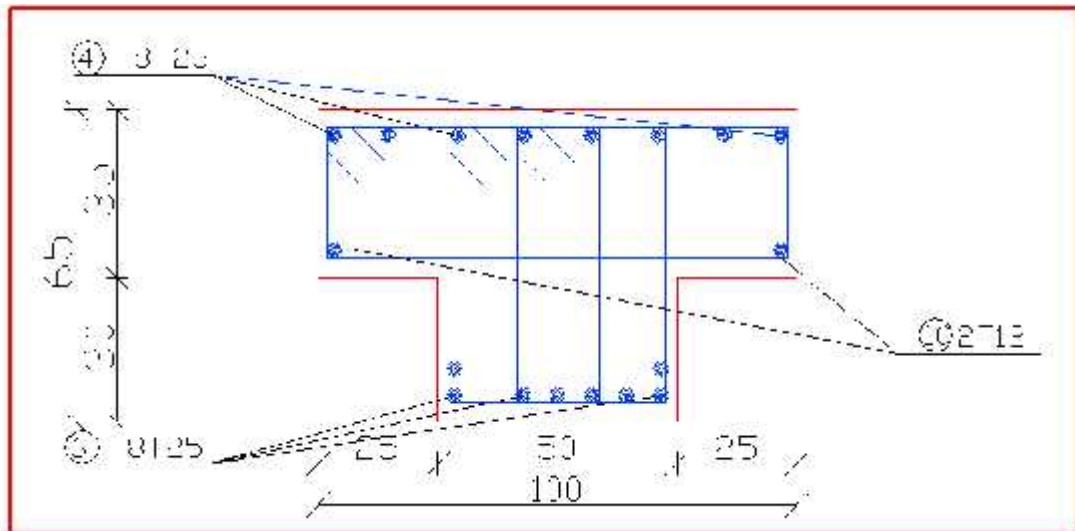


Fig. (4-) Cross Section of Beam (3)

4. .4 Design of shear for beam (B3):

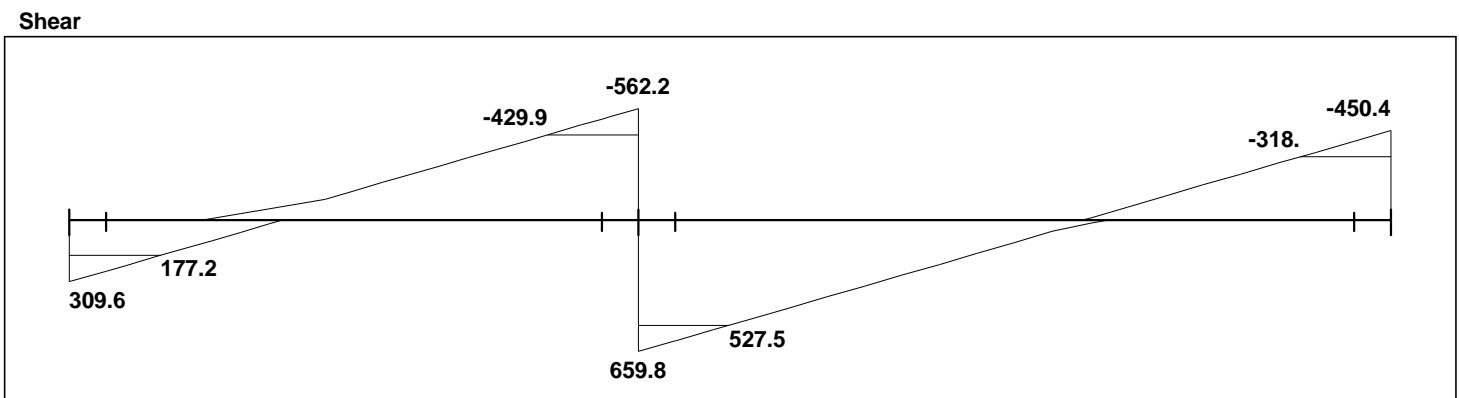


Fig. (4-1) The design shear of Beam (3)

$$wV_c = 0.75(\sqrt{28})(b)(d) / 6 = 0.75(\sqrt{28})(1000)(590) / 6 = 390.25 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c < V_u.$$

Category 3:

$$\Phi V_c < V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_s$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\min wV_s \geq 0.75(1/3)(b)(d) = (1/3)(0.75)(1000)(590) = 147.5 \text{ KN} \quad \text{is Control}$$

$$\min wV_s \geq (1/16)(\sqrt{f_c'}) (b)(d) = (1/16)(5.3)(1000)(590) = 195.44 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \min \Phi V_s = 537.75 \text{ KN}$$

$$V_u = 527.5 < \Phi V_c + \Phi V_s = 537.75$$

So solve in the Category (3).

Select 4 Φ 10 stirrups with four legs , $A_v = 316 \text{ mm}^2$

According to (ACI-318-code).

$$\Phi V_{s \text{ req}} = V_u - \Phi V_c .$$

$$\Phi V_{s \text{ req}} = 527.5 - 390.25 = 137.25 \text{ KN}.$$

$$S_{\text{req}} = 0.75 * (A_v * f_y * d) / \Phi V_{s \text{ req}} .$$

Number of stirrups used = 2 stirrups.

Assume 10 stirrups.

$$S_{\text{req}} = 0.75(4 * 79 * 420 * 590) / 137.25 = 427.9 \text{ mm}.$$

According to (ACI-318-code).

-Max. Spacing is less than:-

$$S_{\text{max}} \leq \frac{590}{2} = 295 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{controlled.}$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

Select $S = 25 \text{ cm}$.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

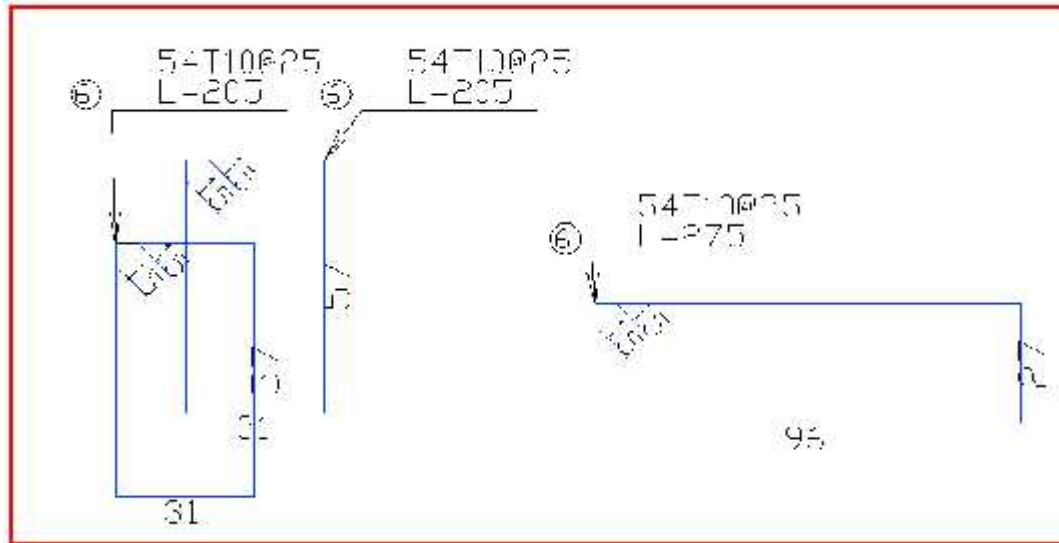


Fig. (4-1) Stirrups of Beam (3)

4.6 Design of Composite Beam (B58) :

Determination of solid slab Thickness

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

$$\text{Min } h = L / 20 \quad \text{for interior span}$$

$$\text{Min } h = 6.3 / 20 = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{Min } h = L / 18.5 \quad \text{for exterior span}$$

$$\text{Min } h = 6 / 24 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } h = L / 18.5 \quad \text{for exterior span}$$

$$\text{Min } h = 3.7 / 24 = 15.4 \text{ cm}$$

$$\text{Take } h=25 \text{ cm } \quad b = 1 \text{ m.}$$

4.6.1 Determination of Loads:

Tiles → $0.03 \times 1 \times 23 = 0.69 \text{ KN/m.}$

Mortar → $0.02 \times 1 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m.}$

Sand Fill → $0.07 \times 0.1 \times 16 = 1.12 \text{ KN/m.}$

Slab → $.25 \times 1 \times 25 = 6.25 \text{ KN/m.}$

Plaster → $0.02 \times 1 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m.}$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Partition → $1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}$.

Nominal Total Dead Load = $0.69 + 0.44 + 1.12 + 6.25 + 0.44 + 1$
= 9.94 kN/m^2

Use 10 kN/m^2

Total live load = 5 kN/m^2

Calculations of Dead load for beam 58 :-

$DL_1 = 10 \times 7 = 70 \text{ kN/m}$

$DL_2 = \text{Weight of Concrete Beam} = 0.6 \times .25 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}$

$DL_4 = \text{Weight of Steel} \approx 5 \text{ kN/m}$

Total Dead Load = $70 + 3.75 + 5 = 79 \text{ kN/m}$

Total Live Load = $5 \times 7 = 35 \text{ kN/m}$

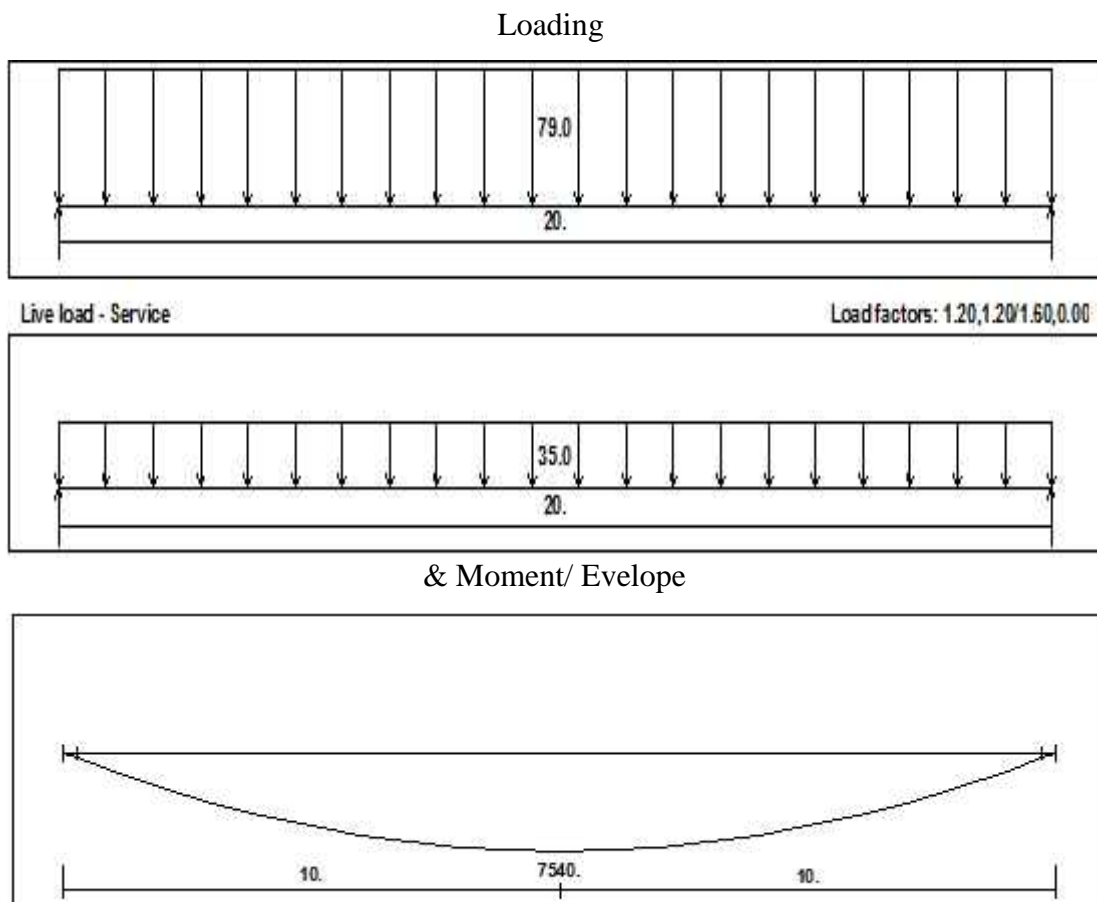


Figure (4-16) : Loading and moment envelope of Composite Beam

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.6.2 Determination width of flange (effective width):

$$B(\text{eff}) = L/4 = 18.7/4 = 4.7\text{m}$$

$$B(\text{eff}) = b_o = 6\text{m}$$

Take $b = 4.7\text{ m}$ $t_f = 25\text{cm}$. $M_u = 7540\text{ KN}$.

Select W24*279 (A572 Grade 50)

$$A = 82\text{ in}^2 = 0.052903\text{ m}^2$$

$$d = 26.73\text{ in} = 679\text{ mm}$$

$$t_w = 1.16\text{ in} = 29.5\text{ mm}$$

$$t_f = 2.09\text{ in} = 53.086\text{ mm}$$

$$F_y = 50\text{ ksi} = 50 * 1000/145 = 345\text{ MPa}$$

$$b_f = 13.305\text{ in} = 337.9\text{ mm}$$

Select a=250 mm

$$d = 679/2 + 250 = 589.5\text{ mm}$$

$$M_n = A_s * F_y * (d - a/2)$$

$$\frac{7540}{0.9} = A_s * 345 * \left(589.5 - \frac{250}{2} \right)$$

$$A_{s\text{req}} = 0.05227 < 0.052903$$

T=C

$$345 * 0.053 = 0.85 * 28 * 4.7 * a$$

$$a = 163.165\text{ mm} < 250\text{ mm}.$$

so the neutral axis in the slab.

$$C_c = 0.85 * f_c * b_E * t$$

$$C_c = 0.85 * 28 * 4700 * 163.165$$

$$C_c = 18251.63\text{kN}$$

$$T_s = A_s * f_y.$$

$$T_s = 0.053 * 345 = 18285\text{KN}.$$

$$M_n = T_s * (d/2 + t_s - a/2)$$

$$= 18285 * (679/2 + 250 - 163.165/2)$$

$$= 9287.2\text{ Kn.m}$$

$$\Phi M_n = 9287.7 * 0.9 = 8358.5\text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 8358.54\text{kN.m} > M_u = 7540.\text{ kN.m}$$

Ok

CHAPTER FOUR: Design of structural members

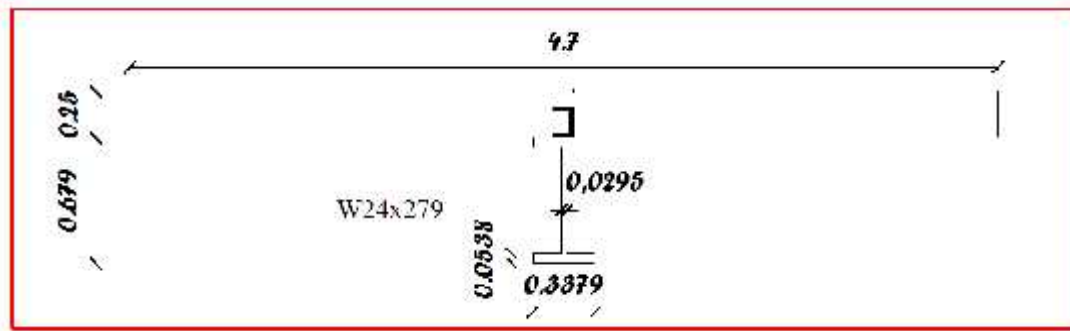


Figure (4-17) : Geometry of Composite Beam

4-6-3 Connector design:

Select MC = 10 * 41.1

$$d = 10 \text{ in} = 254 \text{ mm}$$

$$A = 12.1 \text{ in}^2$$

$$t_w = 0.796 \text{ in} = 20.22 \text{ mm}$$

$$t_f = 0.575 \text{ in} = 14.605 \text{ mm}$$

$$b_f = 4.321 \text{ in} = 109.75 \text{ mm}$$

$$Q_n = 0.3 (t_f + 0.5t_w) L_c \sqrt{f_c * E_c}$$

$$E_c = 4750 * \sqrt{28} = 25134.63 \text{ MPa}$$

Assume $L_c = 350 \text{ mm}$

$$Q_n = 0.3 (14.605 + 0.5 * 20.22) 350 \sqrt{28 * 25134.63}$$

$$Q_n = 2177034.15 \text{ N} = 2177.03 \text{ kN}$$

$$C_{\max} = 0.85 * f_c * b_E * t_s$$

$$= 0.85 * 28 * 4700 * 250$$

$$C_{\max} = 27965 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = A_s * F_y$$

$$= 52903 * 345 = 18251.535 \text{ kN}$$

N: Total number of shear connectors required between Zero & Maximum

Bending Moment

$$N = \frac{C_{\max}}{Q_n} \text{ or } \frac{T_{\max}}{Q_n}, \text{ Whichever is smaller}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$N = \frac{T_{max}}{Q_n} = \frac{18251.535}{2177.03} = 8.4$$

Use 18 channel profile per half span

Then we calculate the distance between Channel profiles:

$$S = (20 - 0.6)/(2*18) = 0.54 \text{ m}$$

$$Q_n \text{ for one channel} = 18251.35/18 = 1014 \text{ kN}$$

Welding Calculation (Channel Profile with I-Section)

Type of welding is fillet welding.

Select a = 10 mm

$$a_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{max} = t - 1.5875 = 14.605 - 1.5875 = 13.0175 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 6 < a = 10 < a_{max} = 13.0175$$

$$t_e = 0.707 * a$$

$$t_e = 0.707 * 10 = 7.07 \text{ mm}$$

Shear Action :-

$$\Phi R_{nw} = 0.75 * t_e * 0.6 * F_{uw}$$

$$F_{uw} = 70 \text{ ksi} = 483 \text{ MPa}$$

$$\Phi R_{nw} = 0.75 * 7.07 * 0.6 * 483$$

$$\Phi R_{nw} = 1.53 \text{ kN/mm} \quad Q_n = 1014 \text{ kN}$$

$$L = \frac{Q_n}{\Phi R_{nw}} = \frac{1014}{1.53} = 662.75 \text{ mm}$$

$$\text{Perimeter Of channel} = 2*bf + 2* Lc = 2* 109.75 + 2*350 = 919.5 \text{ mm}$$

The Welding is for all Perimeter

(Although the composite is better we choosed the concrete design because its cheap).

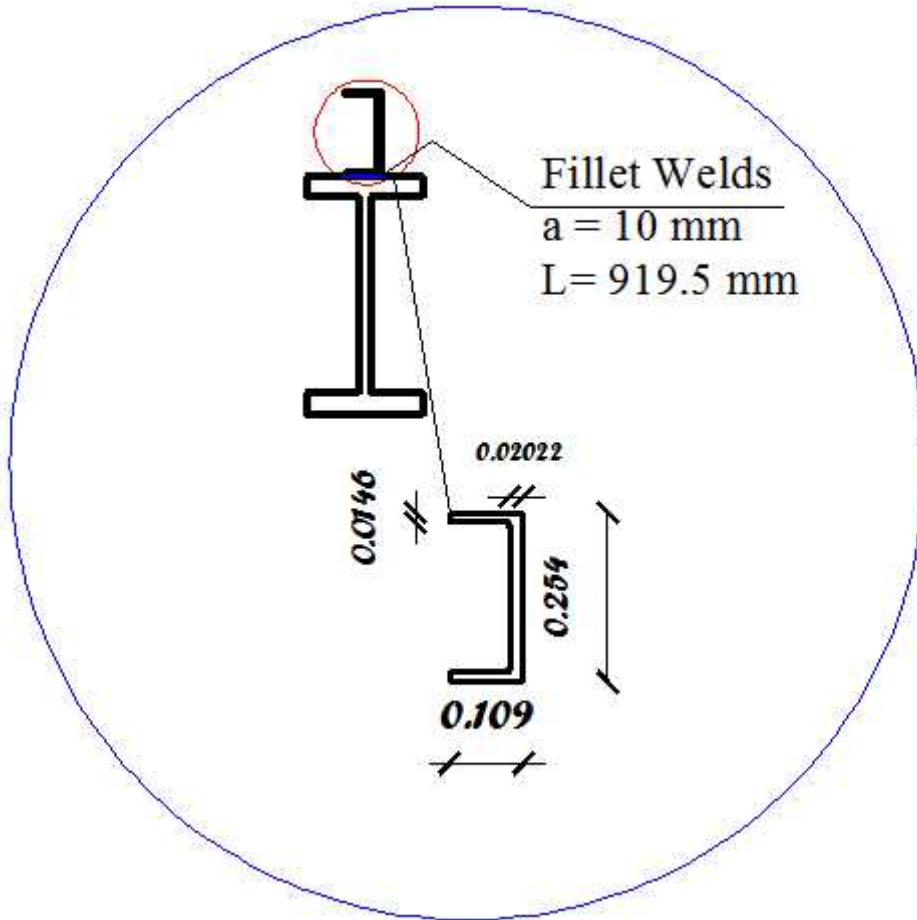
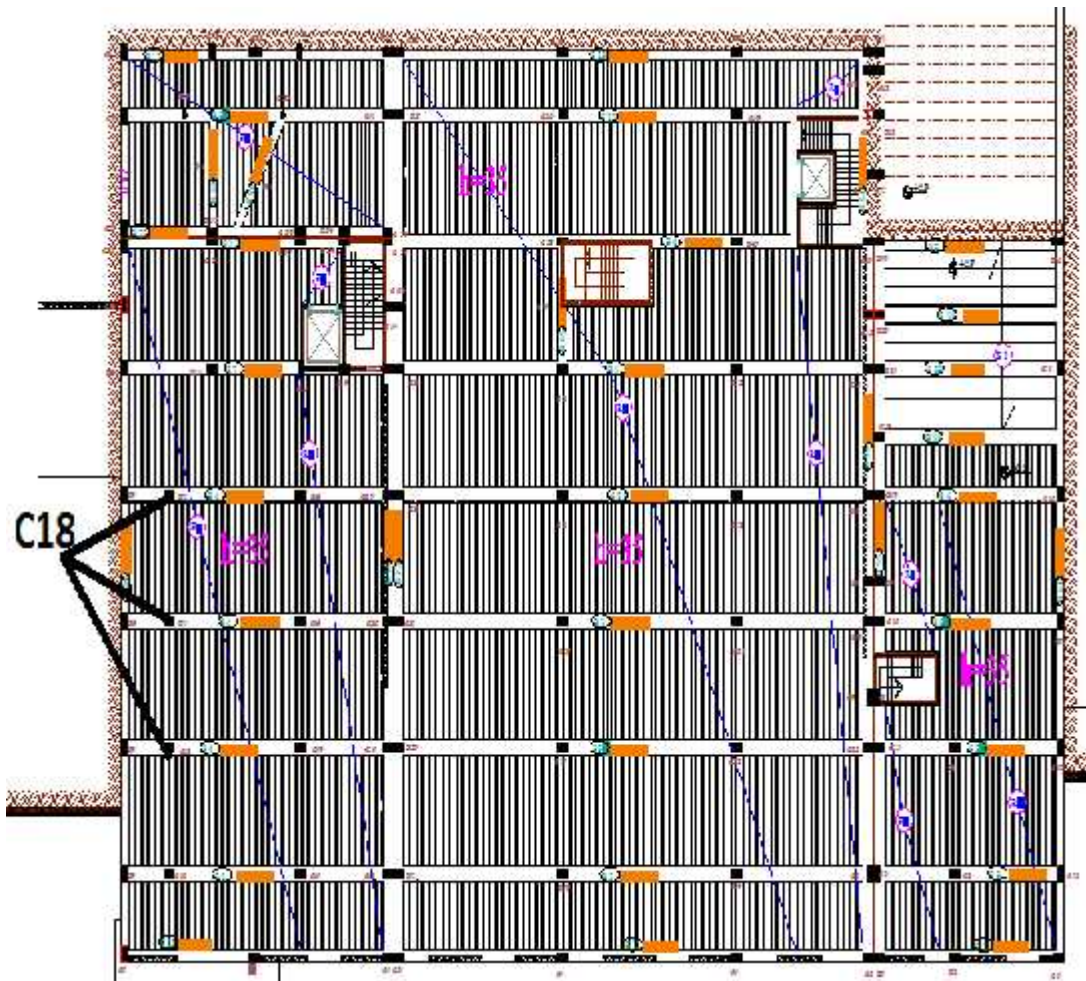


Figure (4-18) : Connector details.

4-7 Design of Column:

CHAPTER FOUR: Design of structural members



-**Column (C18)**, the column is an internal one (*Tied column*):-

-By using Atir software we found that the reaction on this column from Beam (B4 , B29).

-Factored Self weight of the column = $1.2 * 25 * 0.8 * 0.4 * 3.5 = 33.6$ KN.

-The total axial load (P_u) = $(33.6 + 741.3 + 586.26) * 3 = 4083.6$ KN.

$P_u = 4083.6$ KN.

4-7-1 Design of the longitudinal Reinforcement:

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$P_u = 4083.6 \text{ KN.}$$

So, its axially loaded.

Type of column: "Tied column".

$$\text{Assume } \dots g = 0.015.$$

$$pn = \frac{pu}{\Phi}$$

$$pn = \frac{4083.6}{0.65} = 6282.46 \text{ KN.}$$

$$Pn_{\max} = 0.80Ag[0.85 * fc' + \dots g(Fy - 0.85 * fc')]$$

$$6.28246 = 0.80Ag[0.85 * 28 + 0.015(420 - 0.85 * 28)]$$

$$Ag_{\text{req}} = 2640 \text{ cm}^2.$$

Use 80cm * 40 cm.

$$Ag = 80 * 40 = 3200 \text{ cm}^2.$$

-Determination of required $\dots g$:-

$$Pn_{\max} = 0.80Ag[0.85 * fc' + \dots g(Fy - 0.85 * fc')]$$

$$6.28246 = 0.80 * 3200 * [0.85 * 28 + \dots g(420 - 0.85 * 28)]$$

$$\dots g = 0.00186.$$

$$\dots g < (\dots \text{min} = 0.01) \dots \dots \dots (ACI-Cod-10.16.8.6)$$

$$\text{Use } \dots = 0.01.$$

$$\text{Required } A_s = \rho_g * Ag = 0.01 * 3200 = 32 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 16 \text{ } \emptyset \text{ } 16 \dots \dots \dots A_{s \text{ provided}} = 32.17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.08 * 3200 = 256 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 * 3200 = 32 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ max}} > A_s > A_{s \text{ min}} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

4-7-2-Check Slenderness Effect:

CHAPTER FOUR: Design of structural members

A) In 80 cm direction :

$$(KLu/r) \leq (34 - 12[M1/M2])$$
$$\leq 40 \dots\dots\dots ACI 10-12-2.$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

*r: radius of gyration = 0.3 * h = $\sqrt{I/A}$.*

M1/M2 = 1 for the interior column.

Lu= 3.25 m.

$$(1 * 3.25 / (0.3 * 0.8m)) \leq (34 - 12[1])$$

13.54. \leq 22.....short in the 80 cm direction.

b) In 40cm direction :

$$(KLu/r) \leq (34 - 12[M1/M2])$$
$$\leq 40 \dots\dots\dots ACI 10-12-2.$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

*r: radius of gyration = 0.3 * h = $\sqrt{I/A}$.*

M1/M2 = 1 for the interior column.

Lu= 3.25 m.

$$(1 * 3.25 / (0.3 * 0.4m)) \leq (34 - 12[1])$$

27.08 \geq 22.

\leq 40.

-Slenderness effect must be considered.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$U_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1.0 \dots\dots\dots A.C.I (10.12.3) eq(10.9).$$

$$C_m = 1.0 \text{ (for single curvature – braced frame) } \dots\dots\dots A.C.I$$

(10.12.3.1).

$$P_u = (1.2 * DL) + (1.6 * LL).$$

$$P_u = 4083.6 \text{ KN.}$$

$$P_c = \frac{f^2 EI}{(Kl_u)^2} \dots\dots\dots A.C.I (10.12.3) eq (10.10).$$

EI = large of:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + Sd} \dots\dots\dots eq (1)$$

Or

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + Sd} \dots\dots\dots eq (2)$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \leftarrow N / mm^2 .$$

$$E_c = \frac{4700\sqrt{28}}{1000} = 24.87 \text{ MPa}$$

I_g = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting Reinforcement, mm^4 .

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{800 * 400^3}{12} = 4266666667 mm^4 .$$

I_{se} = Moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section, mm^4 .

$$I_{se} = 2(A_s * x^2) = 2(7 * 201 * 115^2) = 37215150 mm^4 .$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa .}$$

$$Sd = \frac{\text{factored axial dead load}}{\text{factored axial total load}} = \frac{3037.5}{4083.6} = 0.744 .$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

From equation 1 and 2 we select the large value:

$$EI = \frac{((0.2 * 24.87 * 4266666667) + (200000 * 37215150))}{1 + 0.744} = 4.28 * 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

(control).

$$EI = \frac{0.4 * 24.87 * 4266666667}{1 + 0.744} = 2.43 * 10^{10} \text{ N.mm}^2$$

$$P_c = \frac{f^2 * 4.28 * 10^{12}}{(1.0 * 3.25 * 1000)^2} = 40000 \text{ KN .}$$

$$u_{ns} = \frac{1.0}{1 - \frac{4083.6}{0.75 * 40000}} = 1.16 \geq 1.0 \dots\dots\dots OK .$$

$$e_{min} = 15 + (0.03 * h) = 15 + (0.03 * 400) = 27 \text{ mm}$$

$$e_{used} \text{ for the design} = 1.16 * 27 = 31.3 \text{ mm .}$$

4-7-3 Design of Tie Reinforcement:

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Use $\varnothing 10$ ties.

- 1) Spacing (S) $\leq 16 * d_b$ (Longitudinal bar diameter) = $16 * 1.6 = 256$ mm*control*.
- 2) $48 * d_t$ (ties bar diameter) = $48 * 10 = 480$ mm.
- 3) Least dimension = 400 mm.

Use " $\varnothing 10$ " Ties @ 25 cm spacing.

See figure (4-19).

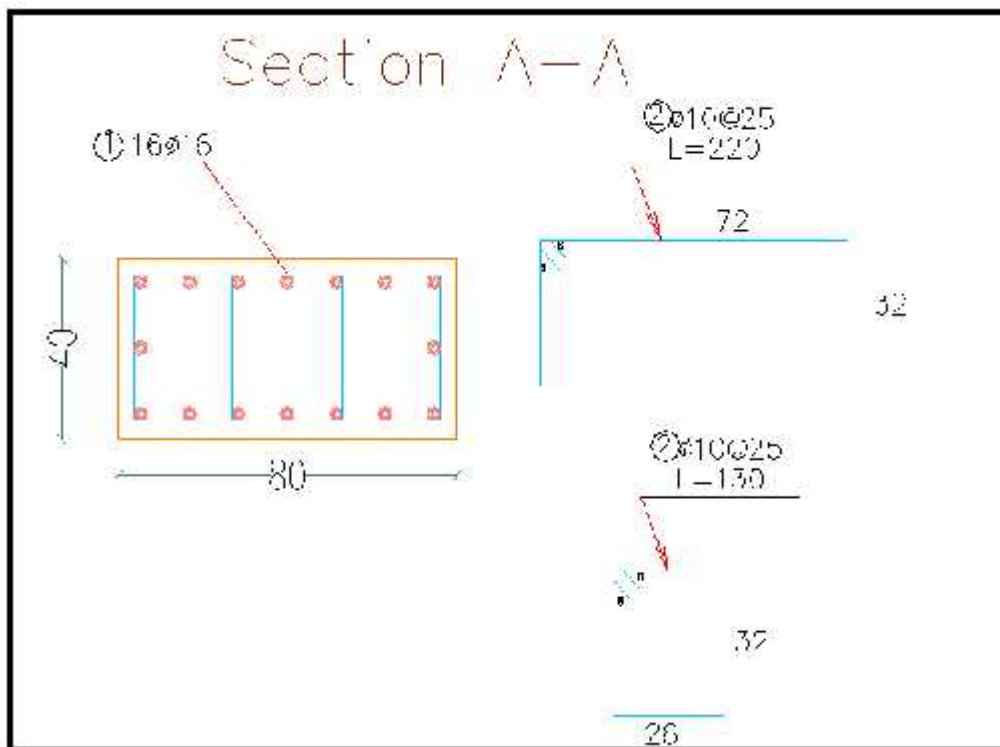


Fig. (4-19):Section of column (C18).

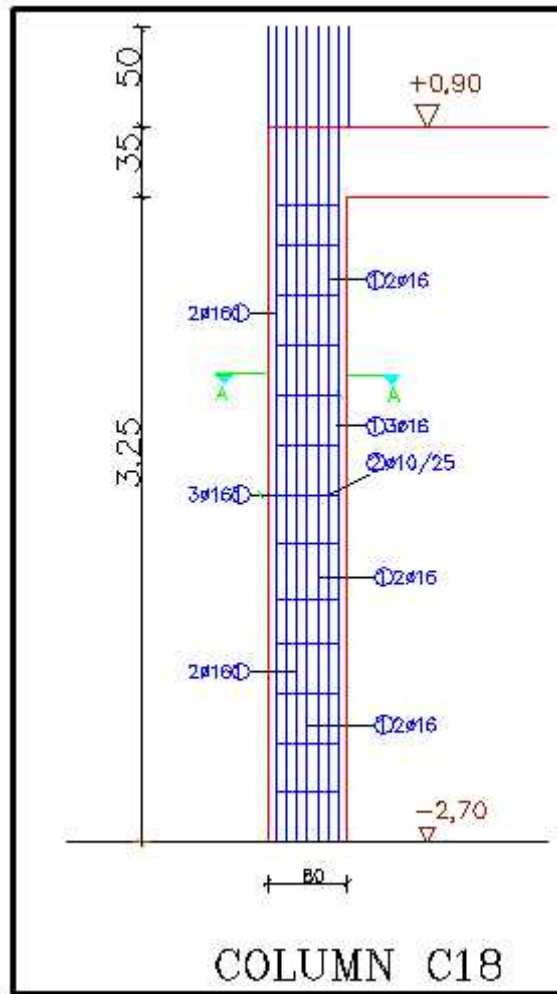


Fig. (4-20): long. Section of column (C18).

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4-8 Design of Isolated Footing: (F)

From Column (C):

Factored load = 4080 KN

Assume Allowable soil pressure = 400 KN/m²

Column= 80 cm x 40 cm

4-8-1 Footing Area:

Service Load = 3072 KN

P net = 400-25*0.5 = 387.5 KN/m²

Area (A) = Total Weight / (Soil Pressure)*

$$= 3072 \text{ KN} / 387.5 \text{ KN/m}^2$$

$$= 7.93 \text{ m}^2$$

Use L = 3.00 m, B = 2.65 m, A = 7.95 m²

4-8-2 Determine the depth based on shear strength:

$$q_{ult} = \frac{P_u}{Area} = 4080/7.95 = 513.2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Assume (h min) =50 cm

$$d = 50 - 7.5 - 2 = 40.5 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{28} * 2.65 * 0.405 * 1000 = 710 \text{ KN}$$

$$V_u = q_{ult} \times \left(\frac{L-a}{2} - d \right) \times B$$

$$V_u = 513.2 \times \left(\frac{3-0.8}{2} - 0.405 \right) \times 2.65 = 945.19 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 710 < V_u = 945.19$$

Assume (h) =70 cm

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$d = 70 - 7.5 - 2 = 60.5 \text{ cm}$$

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{28} * 2.65 * 0.605 * 1000 = 1060 \text{ KN}$$

$$V_u = q_{ult} \times \left(\frac{L-a}{2} - d \right) \times B$$

$$V_u = 513.2 \times \left(\frac{3-0.8}{2} - 0.605 \right) \times 2.65 = 673.2 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 1060 > V_u = 673.2$$

4-8-2-1 Check this depth for two way shear action (punching):

$$V_u = q_{ult} \times ((B \times L) - (a + d)(b + d))$$

$$V_u = 513.2 \times ((3 \times 2.65) - (0.8 + 0.605)(0.4 + 0.605)) = 3355.3 \text{ KN}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{s_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.5 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.58 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$s_c = a / b = 80 / 40 = 2$$

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

$$= 2 \{ (0.8 + 0.605) + (0.4 + 0.605) \} = 4.82 \text{ m}$$

$$r_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$wV_c = 0.75 \times 0.33 \sqrt{28} \times 4.82 \times 0.605 \times 1000 = 3853.8 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 3853.8 > V_u = 3355.3$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4-8-2-2 Check transfer of load at base of column (Design of dowels):

In column:

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$$

$$\Phi P_n = 0.65(0.85 \times 28 \times 0.4 \times 0.8 \times 1000) = 4950.4 \text{ KN}$$

$$\Phi P_n = 4950.4 > P_u = 3355.3$$

Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$A_s = 0.005 * (400 \times 800) = 1600 \text{ mm}^2$$

Use 8 16 dowels with $A_s = 1608 \text{ mm}^2$ See figure (4-21)

In footing :

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 0.4 * 0.8 = 0.32 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.65 * 2.65 = 7.03 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{7.03}{0.32}} = 4.68 > 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi P_n = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 0.32 \times 2) \times 1000 = 9900.8 \text{ KN}$$

$$\Phi P_n = 9900.8 > P_u = 3355.3 \text{ok}$$

Use 8 16 dowels with $A_s = 1608 \text{ mm}^2$ See figure (4-21)

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4-8-2-3 Development Length (L_d):

L_d for Φ 16:

$$L_d = \frac{f_y}{4\sqrt{f_c'}} db = \frac{420}{4\sqrt{28}} \times 16 = 317.5 \text{ mm}$$

$$L_d = 0.043 \times db \times f_y = 0.043 \times 16 \times 420 = 289 \text{ mm}$$

$$\therefore L_d = 317.5 \text{ mm}$$

$$\text{Available embedment} = 700 - 75 - (2 \times 16) = 593 \text{ mm} > 317.5 \text{ mm}$$

\therefore OK.

4-8-3 Design for Bending Moment:

$$\begin{aligned} M_u &= \left(q_{ult} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left(513.2 \times 2.65 \times \left(\frac{3}{2} - \frac{0.8}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{3}{2} - \frac{0.8}{2} \right) = 822.79 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_n = 822.79 / 0.9 = 914.2 \text{ KN.m}$$

$$K_n = M_n / b.d^2 = 2.01 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m K_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 2.01}{420}} \right) = 0.005$$

$$A_s = 0.005 \times 2650 \times 605 = 8024 \text{ mm}^2 \text{ control.}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times 2650 \times 700 = 3339 \text{ mm}^2$$

Use 32 18 (for both directions).

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4-8-3-1 Development Length (L_d):

Category (A), item 2 applies,

L_d for Φ 18:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \left\{ \frac{r \times s \times x \times x}{\left(\frac{k_r + c}{db} \right)} \right\} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{28}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 18 = 411.47 \text{ mm}$$

Available embedment = 60.5 > 41.2 cm ok.

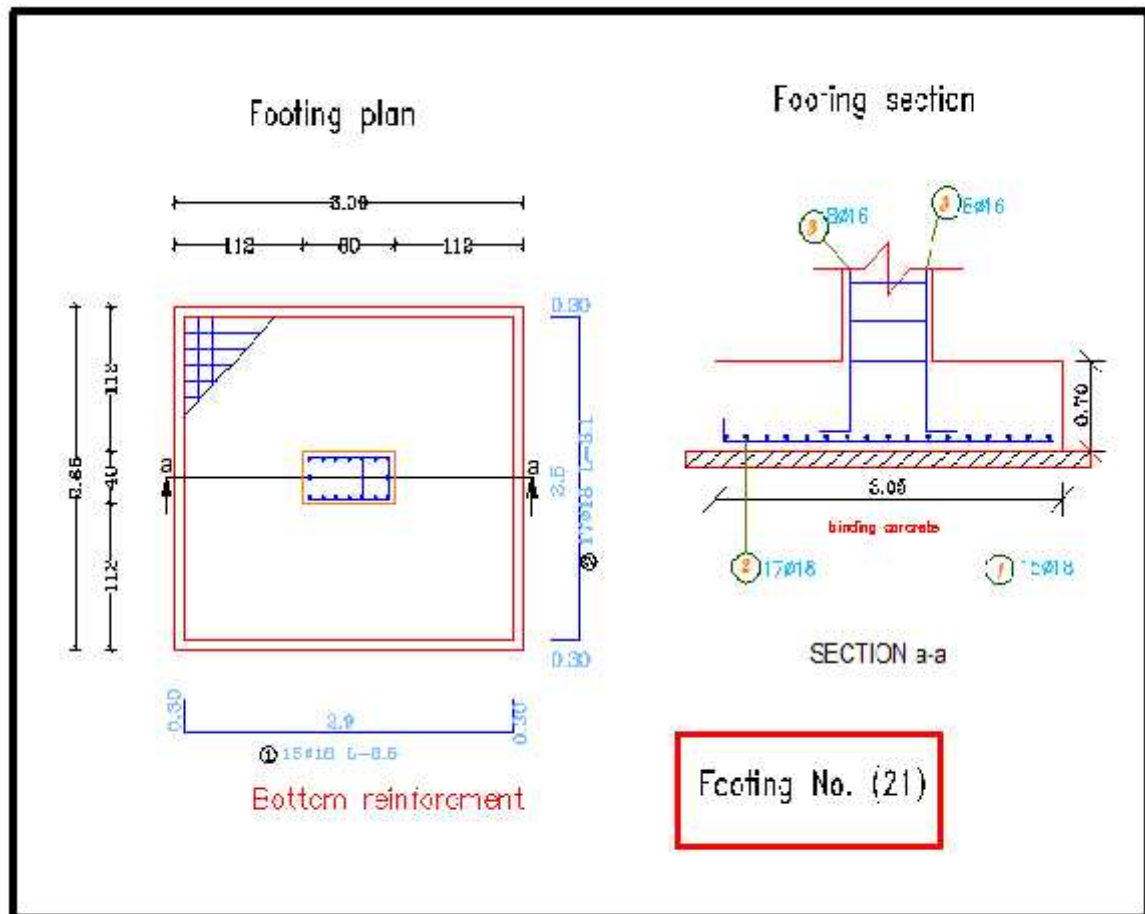


Fig. (4-21): Top view and section in footing (F21).

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.9 Design of Basement Wall:

$$w = 30$$

$$\text{Soil density} = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$k_o = 1 - \sin w$$

$$k_o = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$W_{\max} = 0.5 * 5 + 18 * 3.5 * 0.5 = 34 \text{ kN/m}$$

$$W_{\min(\text{factored})} = 1.6 * 2.5 = 4 \text{ kN/m}$$

$$W_{\max(\text{factored})} = 1.6 * 34 = 54.4 \text{ kN/m}$$

$$W_{\min} = 0.5 * 5 = 2.5 \text{ kN/m.}$$

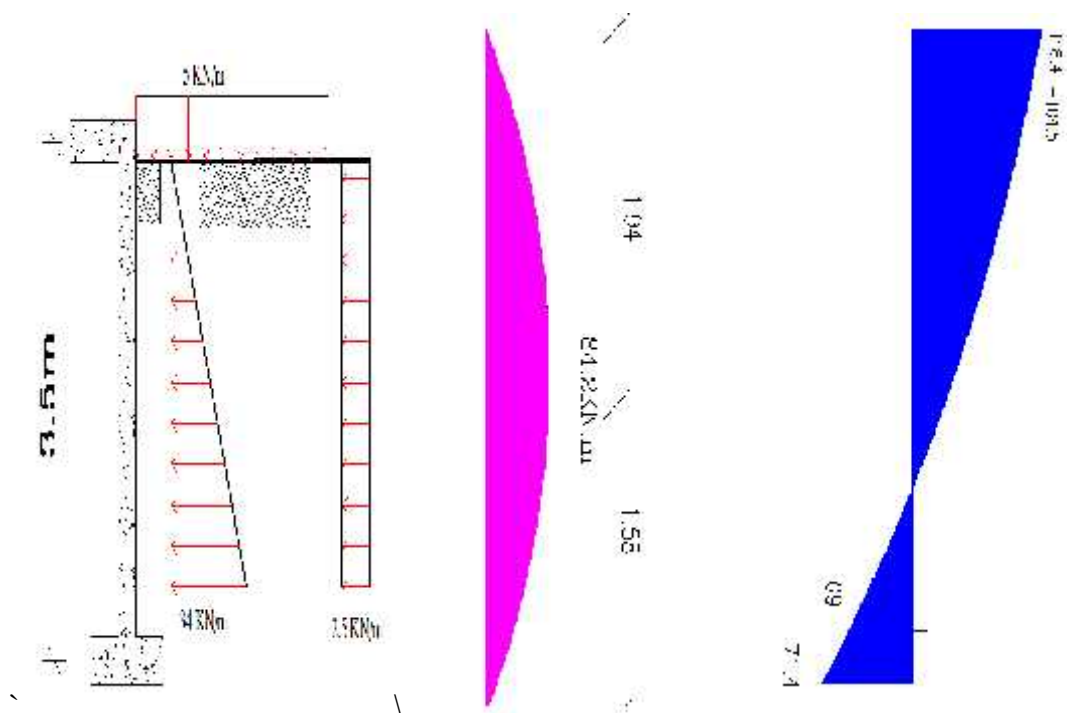


Figure (4-22) : Load on Basement Wall

moment diagram

Shear diagram

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Assume $h = 250 \text{ mm}$

$$d = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

$$V_{u,d} = 104.5 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \sqrt{f_c} * d * b$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{28} * 0.223 * 1 = 154.11 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u$$

For Horizontal Reinforcement, Use $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.002 * b * h$$

$$A_{s_{min}} = 0.002 * 1000 * 250 = 500 \text{ mm}^2/\text{m} = 50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Use w 8

$$50 / 0.51 = 9.8$$

Use w 8 at 20 cm c/c for two layer.

Design for Bending Moment:-

$$M_{u_{max}} = 84.2$$

$$K_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{84.2}{1 * 0.223^2} = 1.69 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.64$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * K_n}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.64 * 1.69}{420}} \right) = 0.00418 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 250 * 1000 = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Re q.}} = 924.2 > A_{s_{Shrinkage}} = 300 \text{ mm}^2$$

Use w 14

$$\text{No.} = 933.2 / 154 = 6, \text{ Use 6 bars}$$

Use w 14 at 15 cm

$$1/2 * 924.2 = 466.5 \text{ mm}^2$$

For other direction Use w 12

$$\text{No.} = 466.5 / 113 = 4.12, \text{ Use 5 Bars}$$

Use w 12 at 20 cm c/c.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.10 Design Wall footing :

$$W_u = 1.2 * 25 * 3.5 * 0.25 + 1.6 * 55 = 115 \text{ KN.}$$

Assume $h = 400 \text{ mm}$. $L = 600 \text{ mm}$.

$$d = 400 - 20 - 14/2 = 373 \text{ mm.}$$

-Allowable Bearing capacity = 400 KN/m^2 .

$$Q_{u \text{ net}} = 400 - 0.4 * 18 = 392.8 \text{ KN/m}^2.$$

$$V_{u_d} = 392.8 * 1 * 0.6.$$

$$V_{u_d} = 235.68 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \sqrt{f_c} * d * b$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{28} * 0.373 * 1 = 246.716 \text{ kN}$$

$\phi V_c > V_u$ No shear reinforcement is required.

Design for Bending Moment.

$$M_{u_{\max}} = w_u * L^2 / 8 = 115 * 1 * 1 / 8 = 15 \text{ KN.m.}$$

$$K_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{15}{1 * 0.373^2} = 0.121 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.64$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * K_n}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.64 * 0.12}{420}} \right) = 0.000285 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{Shrinkage}}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 400 * 1000 = 720 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{Req.}}} = A_{s_{\text{Shrinkage}}} = 720 \text{ mm}^2$$

Use w 14 .

$$\text{No.} = 720 / 154 = 4.67 \quad , \text{ Use 5 bars}$$

Use w 14 at 20 cm

For other direction Use w 12

$$\text{No.} = 360 / 113 = 4.12 \quad , \text{ Use 4 Bars}$$

Use w 12 at 25 cm c/c.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4-11 Desin of Retaining wall:

(Free standing Retaining wall). See figure (4-23).

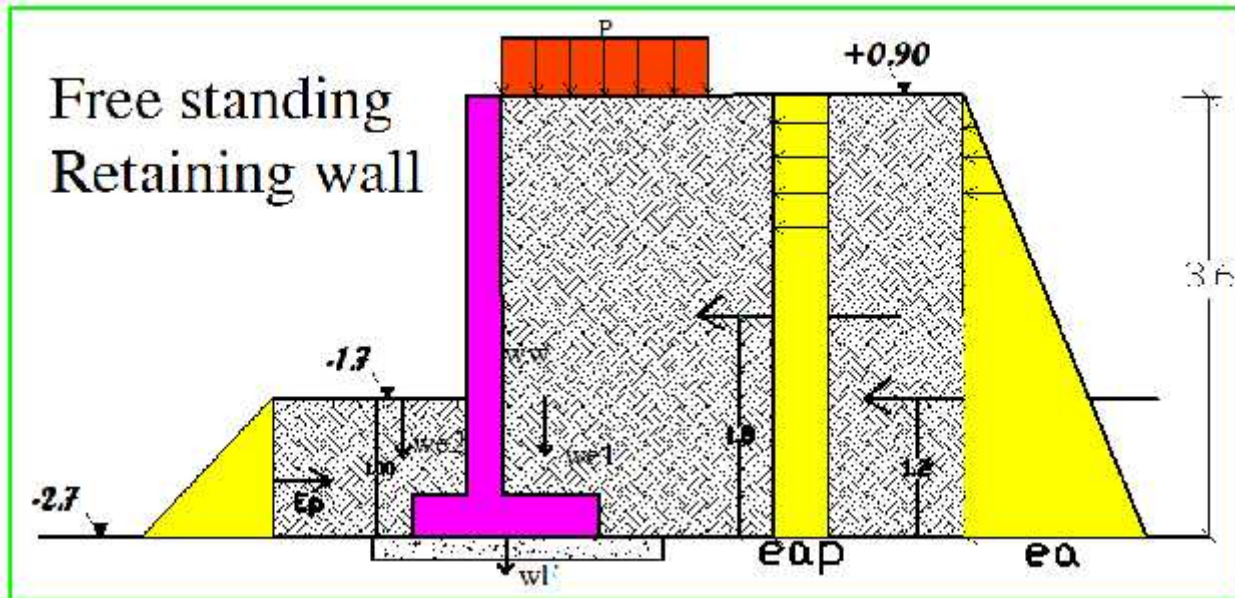


Figure (4-23) Free standing retaining wall .

4.11.1 Estimation of Depth of Retaining wall footing:

$$h_p = (0.1 \text{--} 0.12) * h.$$

Where h_p : - is the Thickness of the Footing.

h : - is the Depth of the Retaining wall.

$$h_p = (0.1 \text{--} 0.12) * 3.60 = (0.36 \text{--} 0.432) , \text{ So select } h_p = 50 \text{ cm.}$$

4.11.2 Loads calculation:

- γ soil = 18 KN/m³ (Unit weight of the soil).

- Φ = 30°.

- f_y = 420 Mpa.

- f_c' = 28 Mpa.

-Allowable Bearing capacity = 400 KN/m².

$$K_a = (1 - \sin \omega) / (1 + \sin \omega) = (1 - \sin 30) / (1 + \sin 30) = 0.33$$

-Active horizontal Earth pressure (ea) = $K_a * \gamma * H = 0.33 * 18 * 3.3 = 19.6$ KN/m.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

(For one meter strip of the wall).

-Live load:-

-Live load = 5 KN /m²

-Lateral horizontal earth pressure (eap) = $K_a * P = 0.33 * 5$
= 1.65 KN /m.

(For one meter strip of the wall).

-Factored earth pressure (ea) = $1.6 * 19.6 = 31.36$ KN /m.

-Factored lateral earth pressure (eap) = $1.6 * 1.65 = 2.64$ KN/m.

Now we will use Atir program, To find the Moment /shear Envelope.

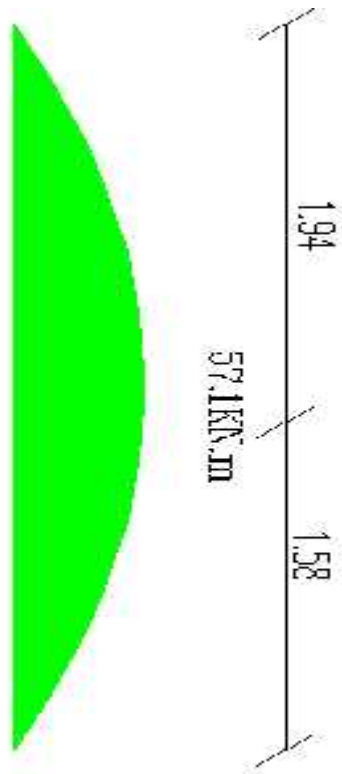


Figure (4-24) Moment envelope of retaining wall .

$$M_u = 57.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{n_{\text{req}}} = 63.4 \text{ KN.m}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.11.3 Determination of the Thickness (h) of Retaining wall (design of standing):

Use $\rho = 0.4 \rho_b$

$m = 20.65$

$$\dots b = \frac{0.85 f_c'}{f_y} * S * \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0.85 * 28}{420} * 0.85 * \frac{600}{600 + 420} = 0.0283.$$

$\rho_{\text{desired}} = 0.4 \rho_b = 0.011.$

Use $\rho = 0.011.$

$$Rn_{\text{desired}} = \dots * f_y * \left(1 - \frac{\dots * m}{2}\right) = 0.011 * 420 * \left(1 - \frac{0.011 * 17.65}{2}\right) = 4.17 \text{ Mpa.}$$

$$d_{\text{req}} = \sqrt{\frac{Mn}{Rn * b}} = \sqrt{\frac{63.4 * 1000}{4.17 * 1}} = 123.31 = 12.3 \text{ cm.}$$

Assume 12 for main Reinforcement $\Rightarrow h_{\text{req}} = 12.3 + 7 + 0.6 = 19.9.$

Select h = 20 cm.

So $d_{\text{available}} = 20 - 7 - 0.6 = 12.4 \text{ cm.}$

Revised $Rn = Mn / b * d^2 = 4.12 \text{ KN/m}^2.$

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

$$\text{Revised } \rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 4.12}{420}}\right)$$

Revised $\rho = 0.0108.$

$A_s = \rho * (b) * (d)$

$= 0.0108 * 100 * 12.4 = 13.40 \text{ cm}^2/\text{m.}$

-Main Reinforcement must be $> (0.5\% * b * d)$ (ACI-318-15.8.3.1).

$13.4 > 0.005 * 100 * 12.4 = 6.2 \text{ cm}^2$OK.

-Main Reinforcement must be $> A_{s \text{ min}}$.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)} (100)(12.4) \geq \frac{1.4}{420} (100)(12.4)$$

$A_{s \text{ min}} = 3.9 \geq 4.13.$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$A_{s \min} = 4.13.$$

$$A_{s \text{ req}} > A_{s \min} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Use $A_s = 13.40 \text{ cm}^2$.

Use 16@15cm, $A_{s \text{ provided}} = 13.4 \text{ cm}^2$.

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 1340 \times 420 = 0.5628 \text{ MPa}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{56.28}{0.85 \times 28 \times 100} = 23.6 \text{ cm}$$

$$s = 0.85$$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{23.6}{0.85} = 27.82 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{124 - 27.82}{27.82} \times 0.003 = 0.0103 .$$

$$\rightarrow 0.00845 > 0.005 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

- Development Length of main Reinforcement:-

$$l_d = \frac{12 f_y * db}{25 \sqrt{f'_c}} * r * s * x \dots\dots\dots (\text{ACI-318-12.2.2}).$$

$$= \frac{12 * 420 * 1.6}{25 \sqrt{28}} * 1 * 1 * 1 = 61 \text{ cm.}$$

Take $l_d = 70 \text{ cm}$.

-At the opposite side (compression Zone).

This Region must be reinforced by half of main Reinforcement in the vertical direction.

$$A_s = 0.5 * 13.4 = 6.7 \text{ cm}^2.$$

Provide 12@ 15cm.

-In the other Direction (Horizontal) provide minimum Reinforcement according to aci:-

$$A_s = 0.002 * b * h \dots\dots\dots (\text{ACI-318-14.3.3-a}).$$

$$A_s = 0.002 * 1000 * 500 = 1000 \text{ mm}^2 .$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$A_s = 1000/2 = 500 \text{ mm}^2$. for each layer.

Provide 12@ 20cm.

-For the cape Reinforcement Provide **12@ 20cm.**

4-11-4 Estimation of the Foundation Length:

This length is controlled by design against overturning.

-Design against Overturning:-

$$W_w = (0.2 * 1 * 25 * 3.3) = 16.5 \text{ KN.}$$

$$W_{e1} = (3.3 * 18 * (\frac{2}{3}l - 0.2) * 1) = (39.6L - 11.88).$$

$$W_{e2} = (1/3) * 0.5 * 18 * L = 3 L. \text{ KN}$$

$$W_f = L * 0.5 * 25 = 12.5 L. \text{ KN}$$

$$e_a = K_a * \gamma * h$$

$$e_a = 0.33 * 18 * 3.55 = 21.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$E_a = e_a * 0.5 * h * b = 19.92 * 0.5 * 3.55 * 1 = 37.45 \text{ KN.}$$

$$e_{ap} = K_a * p = 0.33 * 5 = 1.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$E_{ap} = e_{ap} * h = 5.86 \text{ KN.}$$

$$e_p = K_p * \gamma * h = 3 * 18 * 1 = 54 \text{ KN/m}^2.$$

$$E_p = e_p * h * 0.5 = 54 * 1 * (0.7^2 - 0.2^2) = 27 \text{ KN.}$$

Moment about point a.

$$M_o (\text{overturning moment}) = (E_a * \text{Arm}) + (E_{ap} * \text{Arm}) = (37.45 * 1.183) + (5.86 * 1.775)$$

$$M_o (\text{overturning moment}) = 54.7 \text{ KN.m.}$$

$$M_s (\text{Standing moment}) =$$

$$\begin{aligned} & (W_w * (\frac{L}{3} + 0.1)) + (W_{e2} * \frac{L}{6}) + (W_f * \frac{L}{2}) + (W_{e1} * (\frac{L}{3} + 0.2 + (\frac{2 * L}{3} - 0.2) * 0.5)) \\ & = 33.15L^2 + 1.54L - 0.462. \end{aligned}$$

$$\frac{M_s}{M_o} \geq 2 \Rightarrow \frac{(29.88L^2 + 1.54L - 0.49)}{54.7} \geq 2.$$

$$33.15L^2 + 1.54L - 0.462 = (2 * 54.7).$$

$$33.15L^2 + 1.54L - 0.462 = 109.4$$

By solving this equation we found that, $L = 179 \text{ cm.} = 1.79 \text{ m.}$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Select L= 2m.

4-11-5- Design against Sliding:

$$\hat{\gamma} = \frac{Fr}{Fa} \geq 1.5. \quad \text{Where } Fr: - \text{ are the Reaction forces.}$$

Fa: - are the action forces.

\hat{\gamma}: - Factor of safety against Sliding.

$$Fr = FF + Ep$$

$$FF = (Ww + We1 + We2 + Wf) * \tan \Phi.$$

$$FF = (16.5 + 67.32 + 6 + 25) * \tan 30.$$

$$FF = 66.29 \text{ KN.}$$

$$Ep = 27 \text{ KN.}$$

$$Fr = 27 + 66.29 = 93.29 \text{ KN.}$$

$$Fa = Ea + Eap = 37.45 + 5.86 = 43.31 \text{ KN.}$$

$$\hat{\gamma} = \frac{93.29}{43.31} \geq 1.5 \Rightarrow 2.15 > 1.5 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

4-11-6 Check of Bearing Capacity:

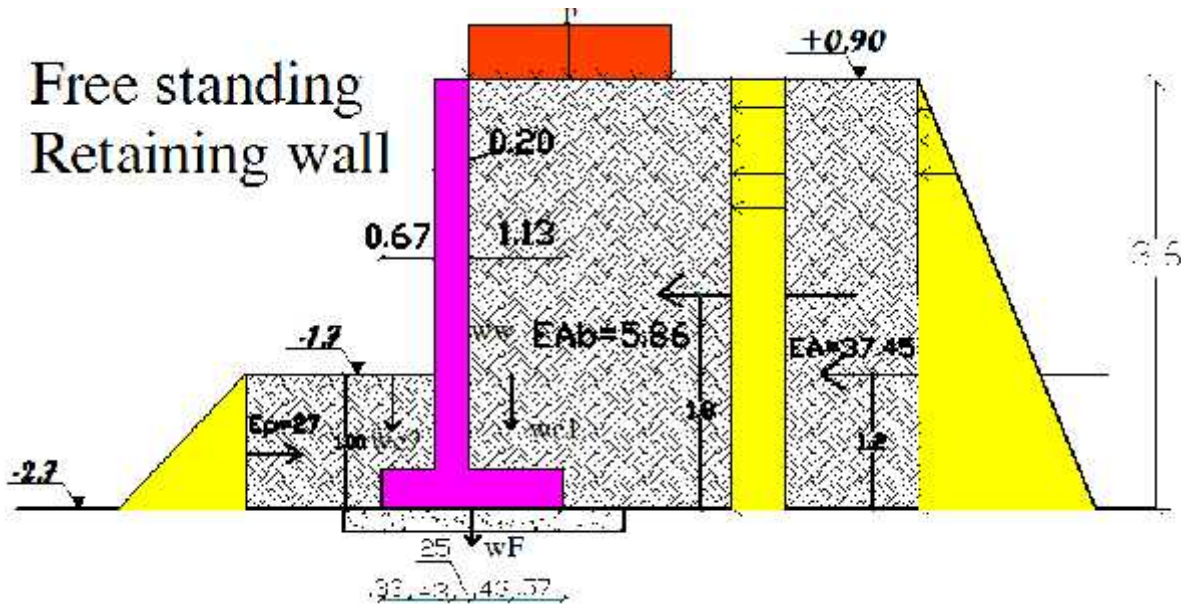


Figure (4-2) Free standing retaining wall .

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\begin{aligned}
 V &= W_w + W_F + W_{E1} + W_{E2} \\
 &= (16.5) + (25) + (67.32) + (6) \\
 &= 114.82 \text{ KN.}
 \end{aligned}$$

✓ Horizontal Forces :

$$\Sigma F_x = 0 \leftarrow +$$

$$\begin{aligned}
 H &= E_p + E_{ap} + E_a \\
 &= -27 + 5.86 + 37.45 = 16.31 \text{ KN.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma MR_c &= 0.0 \text{ Counter Clock wise (positive).} \\
 &= (5.86 * 1.775) + (37.45 * 1.183) + (16.5 * 0.233) + (6 * 0.667) - \\
 &\quad (27 * 0.33) - (67.32 * 0.433) = 24.47 \text{ KN.m.}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{m}{v} = \frac{24.47}{114.82} = 0.213m = 21.3cm$$

$$\text{But } \underline{e} \text{ must be } \leq \frac{b}{6} = \frac{200}{6} = 33.3cm$$

$$\Rightarrow e = 21.3cm < \frac{b}{6} = 33.3cm \dots\dots\dots \text{satisfied}$$

$$\therefore \uparrow_{b1} = \frac{Pu}{a \times b} \left(1 - \frac{6e}{a}\right) = \frac{114.82}{2} \left(1 - \frac{(6 \times 0.213)}{2}\right) = 15.21 \text{ KN} / m^2$$

$$\therefore \uparrow_{b1} = \frac{Pu}{a \times b} \left(1 - \frac{6e}{a}\right) = \frac{114.82}{2} \left(1 + \frac{(6 \times 0.213)}{2}\right) = 94.1 \text{ KN} / m^2$$

We find that the larger value of $\uparrow_b = (94.1)$, less than the allowable Bearing capacity = (400 KN/mm²)....**ok!**

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4-11-7 Design of Footing:

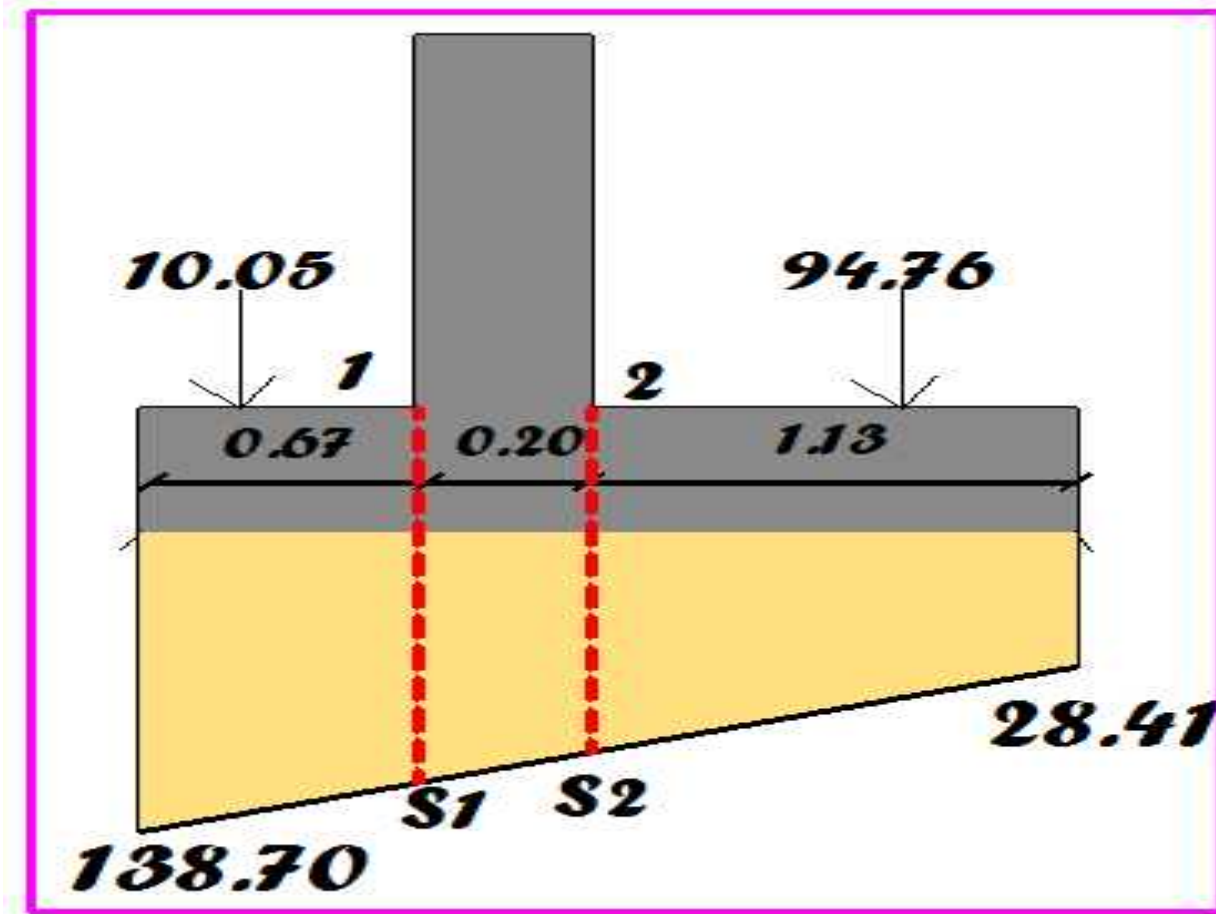


Figure (4-26) Footing of retaining wall .

-Resultant of vertical factored Force:-

$$\begin{aligned}
 -V_R &= \Sigma Fy \downarrow \oplus \\
 &= 1.2(16.5+25) + 1.6(6+67.32) \\
 &= 167.112 \text{ KN.}
 \end{aligned}$$

-Resultant of factored horizontal force:

$$\begin{aligned}
 -V_{Rh} &= \Sigma Fx \leftarrow \oplus \\
 &= 1.6(37.45+5.86-27) = 26.1 \text{ KN.}
 \end{aligned}$$

-Resultant of factored moment: -

$$\begin{aligned}
 \Sigma MRC &= 0.0 + \curvearrowright \\
 &= (5.86*1.775*1.6) + (37.45*1.183*1.6) + (6*0.67*1.6) + (16.5*0.233*1.2) -
 \end{aligned}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$(67.32 * 0.433 * 1.6) - (27 * 0.33 * 1.6) \\ = 37.54 \text{ KN.m.}$$

-Calculation of Factored bearing pressure ordinate:-

$$ex = \frac{mu}{vu} = \frac{37.545}{167.112} = 0.22m = 22cm.$$

$$ex = 22cm < \frac{b}{6} = 33.3cm \dots \dots \dots ok$$

$$\dagger_1 = \frac{Pu}{a \times b} \left(1 - \frac{6e}{a}\right) = \frac{167.112}{2} \left(1 - \frac{(6 * 0.22)}{2}\right) = 28.41 \dots KN / m^2$$

$$\dagger_2 = \frac{Pu}{a \times b} \left(1 + \frac{6e}{a}\right) = \frac{167.112}{2} \left(1 + \frac{(6 * 0.22)}{2}\right) = 138.70 \dots KN / m^2$$

The Largest value of \dagger_b is less than the allowable Bearing capacity.....OK.

-Design Moment of section (design of Toe):-

$$\frac{138.7 - 28.41}{2} = \frac{138.7 - S_1}{0.67}$$

$$S_1 = 101.75 \text{ kn/m}^2 \quad \curvearrowright$$

$$\Sigma MR(S_1) = 0.0$$

$$101.75 * 1 * 0.67 * (0.67/2) + (0.5 * 0.67 * 1 * (138.7 - 101.75) * (2/3) * 0.67) - \\ 10.05 * 0.33 = 25.04 \text{ KN.m.}$$

$$Mu = 25.04 \text{ KN.m.}$$

$$h = 50, \text{ so } d = 50 - 7.5 - 1 = 41.5 \text{ cm.}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{25.04 * 10^6}{0.9 * 1000 * (415^2)} = 0.161 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = 17.65.$$

$$\dots_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{fy}}\right)$$

$$\dots_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * .161}{420}}\right) = 3.865 * 10^{-4}.$$

$$As_{req} = \dots * b * d = 3.865 * 10^{-4} * 1000 * 415 = 1.60 \text{ cm}^2 / m..$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$A_{s, \min} = \frac{0.25 \times 1000 \times 415 \times \sqrt{24}}{420} = (12.10) > \frac{1.4 \times 1000 \times 415}{420} = (13.83) \dots \text{control.}$$

$$A_{s \min} = 13.83 \text{ cm}^2.$$

$$1.3 * A_{s \text{ req}} = 1.3 * 1.6 = 2.08 \text{ cm}^2 / \text{m} < 13.83 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

Select $1.3 A_{s \text{ req}} = 2.08 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

-Check the Value of Shrinkage & Temperature Reinforcement:-

$$A_{s \text{ (shrinkage)}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \text{ (shrinkage)}} = 9 \text{ cm}^2 / \text{m} > 1.3 * A_{s \text{ req}} = 2.08 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

⇒ Use $A_{s \text{ (shrinkage)}} = 9 \text{ cm}^2 / \text{m}$ w16 @ 20cm .

-This reinforcement must provided for Bottom part (Bottom Reinforcement) of the footing.

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 1005 \times 420 = 42.21 \text{ Mpa}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{42.21}{0.85 \times 28 \times 1000} = 17.7 \text{ mm}$$

$$s = 0.85$$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{17.7}{0.85} = 20.8 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{415 - 20.8}{20.8} \times .003 = 0.0568 .$$

→ $0.0568 > 0.005$ OK .

-Design Moment of section. (design of heel):

$$\frac{138.7 - 28.41}{2} = \frac{138.7 - S2}{0.87}$$

$$S2 = 90.72 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\Sigma MR(S2) = 0.0 + \begin{matrix} \curvearrowright \\ (28.41 * 1.133 * 1 * 1.133 * 0.5) + (0.5 * (90.72 - 28.41) * 1.133 * 1.133 * (1/3)) - 94.76 * 0.565 \end{matrix}$$



CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$= -22 \text{ KN.m}$$

$$Mu = 22 \text{ KN.m.}$$

$$h = 50, \text{ so } d = 50 - 7.5 - 1 = 41.5 \text{ cm.}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{22 * 10^6}{0.9 * 1000 * (415^2)} = 0.141 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = 17.65$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 0.141}{420}} \right) = 6.7 * 10^{-4}$$

$$As_{req} = \rho_{req} * b * d = 6.7 * 10^{-4} * 100 * 41.5 = 2.78 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 * 1000 * 415 * \sqrt{24}}{420} = (12.10) > \frac{1.4 * 1000 * 415}{420} = (13.83) \dots \text{control.}$$

$$As_{min} = 13.83 \text{ cm}^2.$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 2.78 = 3.62 \text{ cm}^2 / \text{m} < 13.83 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Select $1.3 As_{req} = 3.62 \text{ cm}^2 / \text{m.}$

-Check the Value of Shrinkage & Temperature Reinforcement:-

$$As_{(shrinkage)} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

$$As_{(shrinkage)} = 9 \text{ cm}^2 / \text{m} > 1.3 * As_{req} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

⇒ Use $As_{(shrinkage)} = 9 \text{ cm}^2 / \text{m.}$ w16 @ 20cm

-This reinforcement must be provided for Top part (Top Reinforcement) of the footing.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

-Check of yielding:

$$T = A_s \times f_y = 1005 \times 420 = 42.21 \text{ Mpa}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{42.21}{0.85 \times 28 \times 1000} = 17.7 \text{ mm}$$

$$s = 0.85$$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{17.7}{0.85} = 20.8 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{415 - 20.8}{20.8} \times 0.003 = 0.0568 .$$

$$\rightarrow 0.0568 > 0.005 \dots\dots\dots \text{OK} .$$

-In the other Direction provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:-

$$A_s (\text{shrinkage}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Use } A_s (\text{shrinkage}) = 9 \text{ cm}^2 / \text{m} . \dots\dots\dots \text{w16 @ 20cm} .$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4 -12 Design of shear wall:

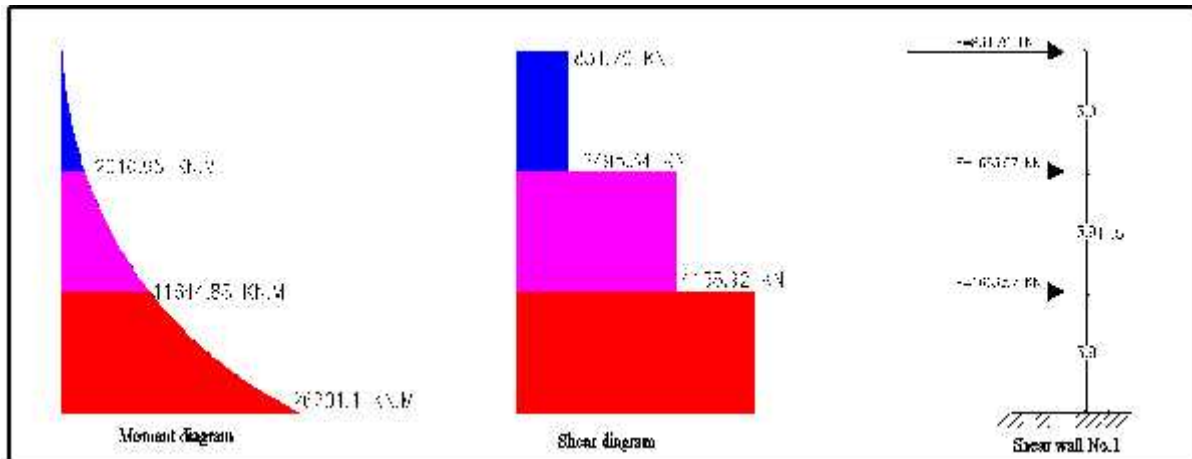


Fig.(4.27) Shear Diagrams

$$F_c = 2 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$t=25 \text{ cm}$.shear wall thickness

$L_w = 6 \text{ m}$.shear wall width

H_w for one wall = 3. m story height

4.12.1: Design of the Horizontal reinforcement:

$$\sum F_x = V_u = 4158.92 \text{ KN}$$

4.12.2: Design of shear

$$\frac{l_w}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m} \dots \dots \text{ control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{10.5}{2} = 5.25 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 6 = 4.8 \text{ m}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{28}}{6} \times 0.25 \times 4.8 \times 10^3 = 1058.3 \text{ KN (control)}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

Assume $N_u = 0$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{28} \times 0.25 \times 4.8 \times 10^3}{4} + \frac{0 \times 4.8}{4 \times 3} = 1469.7 \text{ KN}$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u - l_w}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$\left\langle \frac{M_u - l_w}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = 0.3 > 0$$

$\therefore V_{c3} = \text{Will apply}$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{28}}{2} + \frac{6(\sqrt{28} + 0)}{0.3} \right] \times \frac{0.25 \times 4.8}{10} \times 10^3 = 13017.09 \text{ KN}$$

$$V_s = V_n - V_{c1}$$

$$\therefore = (4158.2 / 0.75) - 1058.3 = 4485.96 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{A_v}{S_2} \right) = \frac{V_s}{F_y \times d} = \frac{4.485}{420 \times 4.8} = 0.0022 \text{ m}$$

$$\left(\frac{A_v h}{S_2} \right)_{\min} = 0.0025 \times h = 0.0025 \times 250 = 0.625 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{L_w}{5} = 6000 / 5 = 1200 \text{ mm}$$

$$S_2 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

select $\longrightarrow 2W10 \longrightarrow A_s = 158 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_v}{S_2} = 2.2 \text{ mm} > 0.625$$

$$\frac{158}{S_2} = 2.2 \rightarrow S_2 = 75 \text{ mm}$$

Select $\longrightarrow S_2 = 25 \text{ cm} < S_{req} = 25.2 \text{ cm}$

S_2 selected = 25 cm < 75 cm < 110 cm

use $\longrightarrow 2W10 @ 25 \text{ cm (c/c) in 2 layer}$

select $2\Phi 10 / 7.5 \text{ cm}$ In tow layer

\therefore Use $W10 @ 7.5 \text{ cm c/c}$ For the reinforcement in two layers (horizontal)

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.12.3: Design of the Vertical reinforcement:-

$$\rho_{\min} = (0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(\frac{A_v h}{S_2 h} - 0.0025)) S_1 h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{10.5}{6} = 1.75 < 2.5$$

$$A_{vn} = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 6000 = 2000 \text{ mm}$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

Select 2W10 With area $A_s = 158 \text{ mm}^2$

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

$$\therefore S_1 = 252.8 \text{ mm}$$

Select $S_1 = 25 \text{ cm} < 25.2 \text{ cm}$

$$S = 25 \text{ cm} < 75 \text{ cm} < 200 \text{ cm}$$

—————> Select 2W10/25 cm c/c

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

4.12.4: Design of bending moment:

$$C > \left(\frac{L_w}{0.007 * 600} \right) = \frac{6}{4.2} = 1.42 \text{ m}$$

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

$$C = 1.42 - 0.1 \times 6 = 0.82 \text{ m}$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{1.42}{2.0} = 0.71$$

Select The boundary element = 85cm

$$A_{vs} = A_{s_v} = \frac{L_w}{s_1} \times A_{s_v} \longrightarrow = \frac{6}{0.075} \times 158 = 12640 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 * s * f_c * L_w * h / (A_s * F_y)}$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 \times 0.85 \times 28 \times 6 \times 0.25 / (12640 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.1296$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$M_u = 0.9 \times F_y \times 0.5 \times A_s \times L_w \times \left(1 - \left(\frac{Z}{L_w} / 2 \right) \right)$$

$$= M_u = 0.9 * 420 * 0.5 * 12640 \times 10^{-6} \times 6 * \left(1 - \frac{0.1269}{2} \right) = 13424.28 \text{ kn.m}$$

$$M_{u \text{ Design}} = 26201.1 - 13424.28 = 12776.82 \text{ kn.m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u / w}{f_y \times (L_w - C_w)} = \frac{12776.82 \times 10^6 / 0.9}{420 \times (6000 - 850)} = 6563.32 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 6563.32 + (6 \times 79) = 7037.32 \text{ mm}^2$$

\therefore Use W25 \longrightarrow Select 15W25

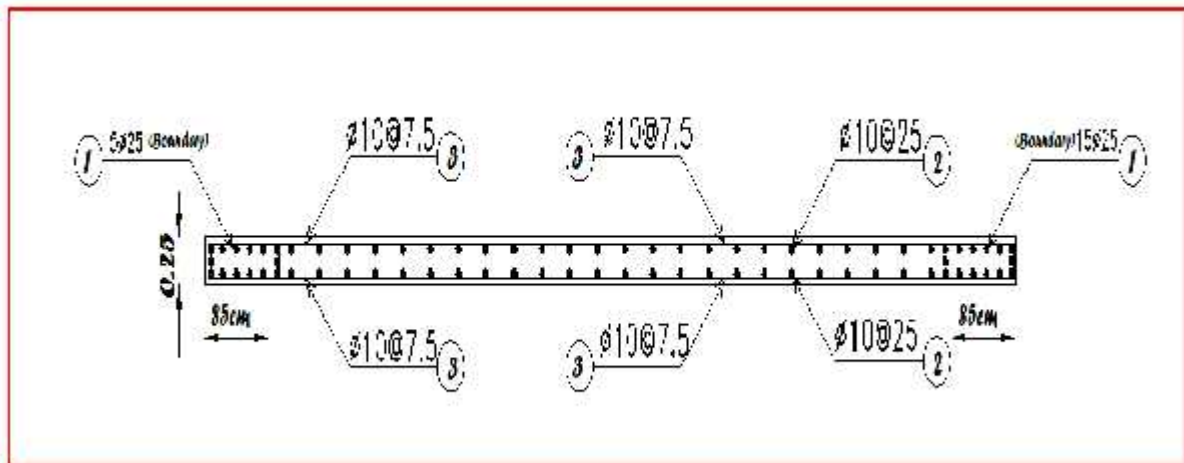


Fig.(4.28): horizontal Section in shear wall

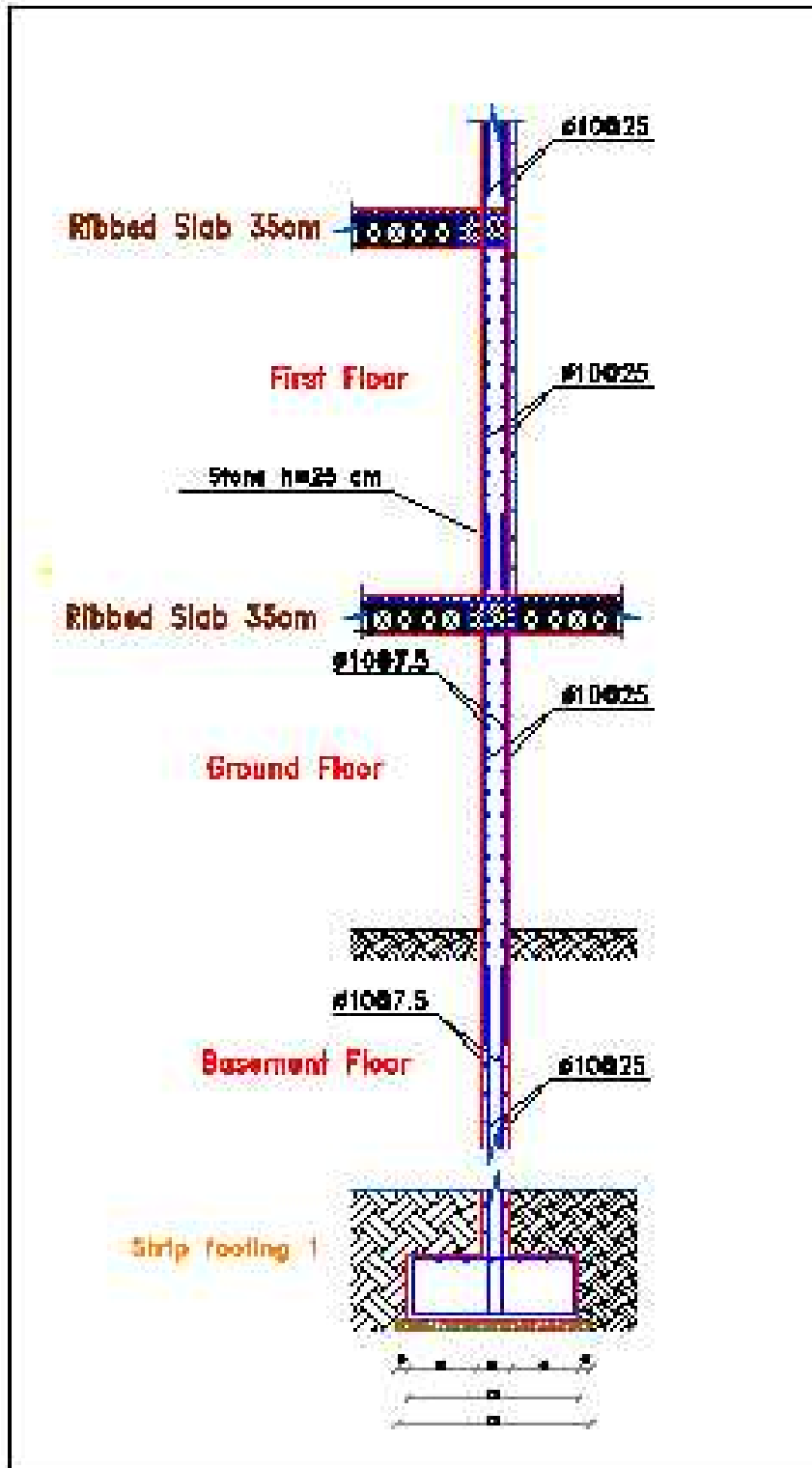


Fig.(4.29): long section of shear wall.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4-13 Design of Stair:

4-13-1 Stair 1:

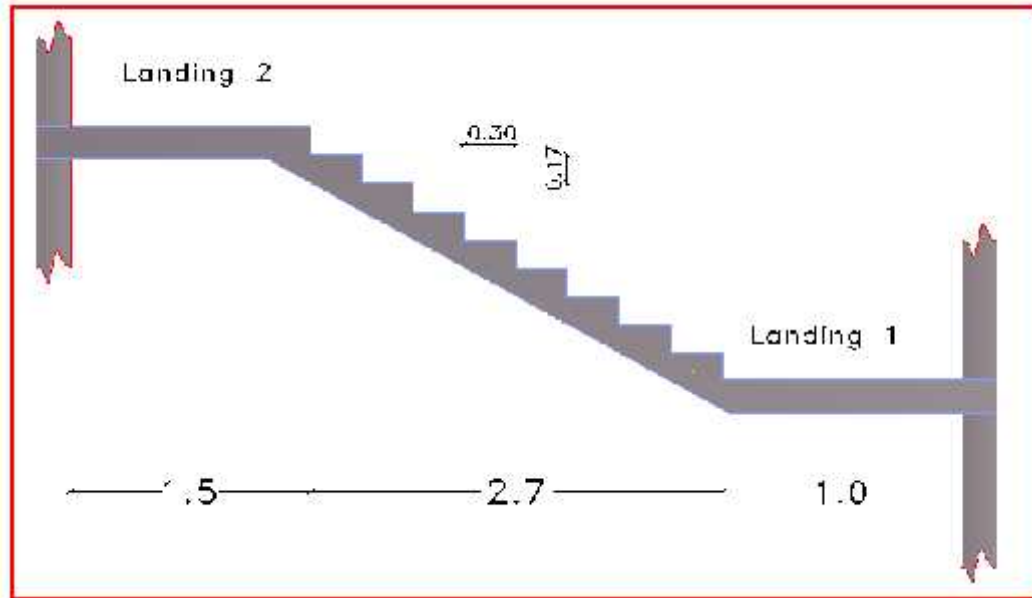


Fig (4-30) Side view of the Stair 1.

load group no. 1
Dead load - Service

Units:kN,meter

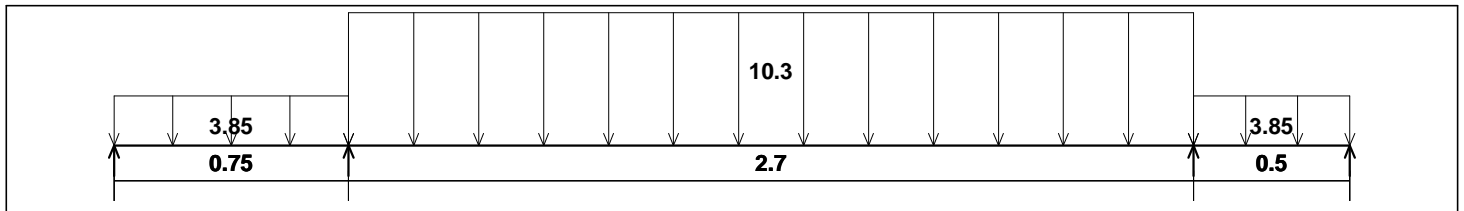


Fig (4-31) Dead load of stair 1.

4-13-1-1 Determination of Slab Thickness:

-L = 3.50 m.

-h = L/ 20.

h = 3.50 / 20 = 0.175 m =17.5 cm.

⇒ Use h = 20cm (and Limitation of Deflection will considered).

- $\theta = \tan^{-1}(17/ 30) = 29.53^\circ$.

-Cos $\theta = 0.87$.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4-13-1-2 Load calculation:

- ◆ Tiles = $0.03 \times 27 \times ((0.3 + 0.17) / 0.30) = 1.27 \text{ KN/m}^2$.
- ◆ mortar = $0.02 \times 22 \times (0.3 + 0.17 / 0.3) = 0.69 \text{ KN/m}^2$.
- ◆ Plaster = $(0.02 \times 22) / (\text{Cos } 29.53) = 0.505 \text{ KN/m}^2$.
- ◆ Steps = $(0.5 \times b \times h) \times 25 = 0.5 \times 0.3 \times 0.17 \times 25 = 2.125 \text{ KN /m}^2$.
- ◆ Slab = $0.20 \times 25 / \text{Cos } 29.53 = 5.71 \text{ KN /m}^2$.
- ◆ Total dead load = $1.27 + 0.69 + 0.505 + 2.125 + 5.74$
 $= 10.3 \text{ KN /m}^2$.

-Live load:

-Live load for stairs = $500 \text{ Kg/m}^2 = 5 \text{ KN /m}^2$.

-Ultimate live load = 5 KN /m^2 .

-Factored Load:-

- ◆ $W_u = 1.2 \times 10.3 + 1.6 \times 5 = 20.40 \text{ KN /m}$.

4-13-1-3 Design of Bending:

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair.

Moments: spans 1 to 3

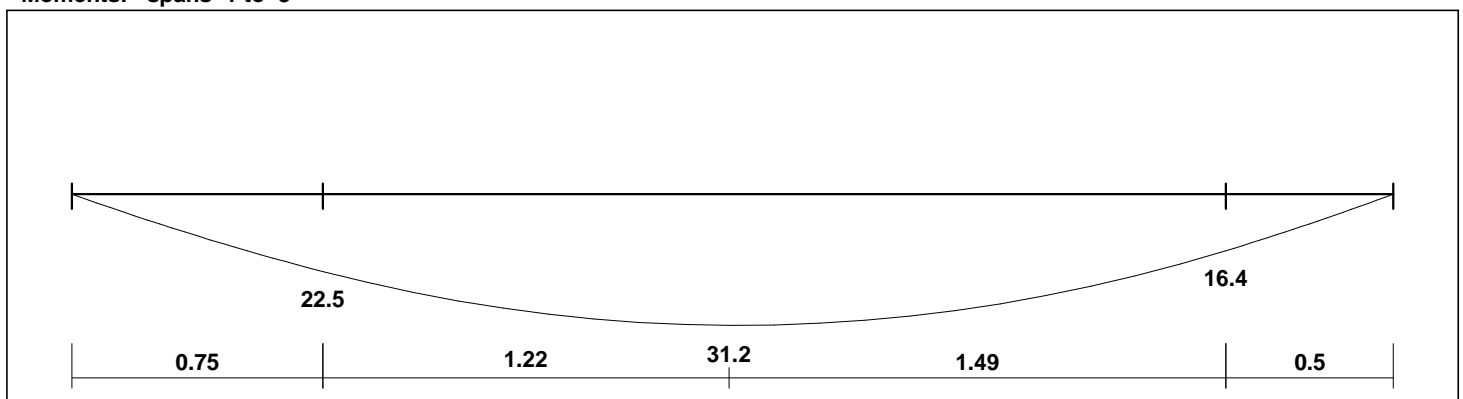


Fig (4-32) Moment envelope of stair 1.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

◆ $Mu = 31.2 \text{ KN.m}$

$$Mn_{req} = Mu / 0.9 = 31.2 \text{ KN.m} / 0.9 = 34.66 \text{ KN.m.}$$

Assume Ø 14 for main Reinforcement:-

So, $d = 20 - 2 - 0.7 = 17.3 \text{ cm.}$

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

$$\Rightarrow As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)}(100)(17.3) \geq \frac{1.4}{420}(100)(17.3)$$

$$As_{min} = 5.44 \geq 5.766.$$

$$As_{min} = 5.766 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Control.}$$

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

$$R_n = \frac{34.66 * 10^6}{1000 * 173^2} = 1.16 \text{ MPa.}$$

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

$$\dots_{req} = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 1.16}{420}} \right) = 0.00282$$

$$As_{req.} = 0.00282 \times 100 \times 17.3 = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} < As_{min} \dots\dots\dots \text{use } As_{min}.$$

$$As_{req} > (As_{req} \text{ For Shrinkage \& Temperature Reinforcement}).$$

$$5.766 > (0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$\text{Use } As = 5.766 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Use } 14 @ 25 \text{ cm.}$$

$$(100 / 25) * 1.54 = 6.16 \text{ cm}^2.$$

$$As_{provided} > As_{min} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

-Check of yielding:

$$T = A_s \times f_y = 616 \times 420 = 258.72 \text{ KN}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{23.73}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 1.16 \text{ cm}$$

$$s = 0.85$$

$$x = \frac{a}{s} = \frac{1.16}{0.85} = 1.37 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{12.4 - 1.37}{1.37} \times 0.003 = 0.0242 .$$

$$\rightarrow 0.0242 > 0.005 \dots\dots\dots \text{OK} .$$

-Development length of the bars:

$$l_d = \frac{12 f_y * db}{25 \sqrt{f'_c}} * \Gamma * S * \chi \dots\dots\dots (ACI-318-12.2.2).$$

$$= \frac{12 * 420 * 1.2}{25 \sqrt{28}} * 1 * 1 * 1 = 45.70 \text{ cm}.$$

Take $l_d = 50 \text{ cm}$.

-In the other direction provide Shrinkage and Temperature Reinforcement:-

$$A_s = \rho * b * h$$

$$= 0.0018 * (100) * (20)$$

$$= 3.6 \text{ cm}^2$$

Use 12 @ 25 cm.

4-13-1-4 Design of Shear:

The following figure shows the shear Envelope of the stair.

See figure (4-33).

CHAPTER FOUR: Design of structural members

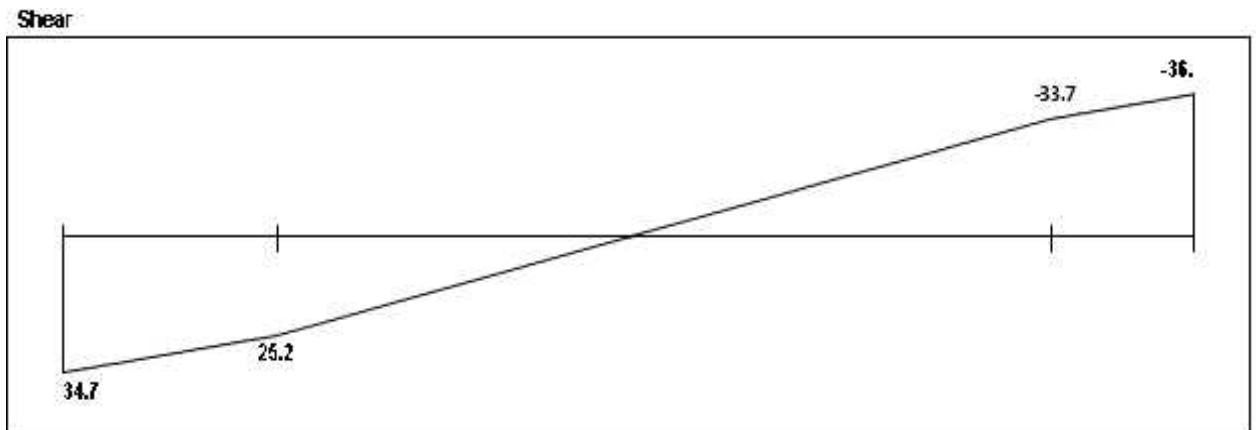


Fig (4-33) shear Envelope of the stair 1.

$$V_u = 33.7 \text{ KN}$$

$$wV_c = \frac{w\sqrt{f'_c} * b_w * d}{6}$$

$$wV_c = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 100 * 174}{6} = 114.4 \text{ KN}$$

$$V_u = 33.7 \text{ KN} < \phi V_c = 114.4 = 3.8 \text{ Ton.}$$

According to category (1)

$$V_u \leq (\phi V_c)$$

⇒ No shear Reinforcement is required. So the Depth of the stair is..... OK.

4-13-1-5 Design of landing (#1):

We Will Design it as one way solid slab.

-Load calculations:

-Dl of Tiles = $0.03 * 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2$.

-Dl of mortar = $0.02 * 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.

-Dl of slab = $0.2 * 25 = 5 \text{ KN/m}^2$.

-Dl of sand = $0.2 * 25 = 5 \text{ KN/m}^2$.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

-Dl of plaster = $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.

-Total dead load = $0.66 + 0.44 + 5 + 0.44 + 1.12 = 7.66 \text{ KN/m}$.

-Live load on the landing = 5 KN/m^2 .

-Reaction (*factored*) of the staircase on the landing = 35.7 KN/m .

-Factored Total load/m. = Factored (D.L) + Factored (L.L) + Reaction of the staircase
 = $(1.2 \times 7.66) + (1.6 \times 5) + 35.7 = 0.94 + 0.56 + 35.7 = 52.9 \text{ KN/m}^2$.

Design of Bending:

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{52.9 \times 2.7^2}{8} = 48.2 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{w} = \frac{48.2}{0.9} = 53.56 \text{ KN.m}$$

Assume $\varnothing 14$ for main reinforcement:-

$$d = 20 - 2 \times 7 = 17.3 \text{ cm.}$$

Take $d = 22 \text{ cm}$.

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

$$R_n = \frac{53.56 \times 10^6}{1000 \times 220^2} = 1.789 \text{ MPa.}$$

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

$$\dots_{req} = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.79}{420}} \right) = 0.00443$$

$$As_{req.} = 0.00443 \times 100 \times 17.3 = 7.67 \text{ cm}^2$$

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

$$\Rightarrow As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)} (100)(17.3) \geq \frac{1.4}{420} (100)(17.3)$$

$$As_{min} = 5.44 \geq 5.766$$

$\rightarrow As_{min} = 5.766 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Control}$

$$As_{req.} = 7.67 \text{ cm}^2 > As_{min} = 5.766 \text{ cm}^2$$

Use 1 14 @ 20cm, with $As = (100 / 20) \times 1.54 = 7.66 \text{ cm}^2 > As_{req} = 7.66 \text{ cm}^2$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Secondary reinforcement:

$$A_s = \frac{1}{5} \times A_{s_{req}} = \frac{1}{5} \times 14.46 = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Use 1 10 @ 20 cm, with $A_s = (100 / 20) \times 0.79 = 3.95 \text{ cm}^2 > A_{s_{req}} = 3.6 \text{ cm}^2$

Design of shear:

$$V_u = \frac{qu \times L}{2} = \frac{52.9 \times 2.7}{2} = 71.4 \text{ KN}$$

$$wV_c = \frac{w \sqrt{f_c} * b_w * d}{6}$$

$$wV_c = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 173}{6} = 114.5 \text{ KN}$$

$$w.V_c = 114.5 \text{ KN} > V_u = 71.4 \text{ KN}$$

No shear Reinforcement is required.

4-13-2 Design Double Flat Stair : stair 2:

The overall depth of solid slab of stair must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

$$\text{Min } h = (L / 20)$$

L = plan length of stairs + 0.5 length of landing (or 90 cm whichever is less)

$$L = 0.9 + 2.7 + 0.9 = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Min } h = (4.5 / 20) = 0.225 \text{ m}$$

Select h=25 cm.

4-13-2-1 Load Determination: (2a)

Dead load calculation of q_1 : See figure (4-34)

$$\alpha = \tan^{-1}(16/30) = 28$$

$$\text{concrete} = (25 * 0.25) * (1 / \cos 28) = 7.08 \text{ KN/m}$$

$$\text{plastering} = (0.03 * 22) * (1 / \cos 28) = 0.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{stair} = (0.5 * 0.3 * 0.16 * 25) / 0.3 = 2 \text{ KN/m}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\text{morter} = ((0.16+0.3)*0.02*22)/0.3 = 0.67 \text{ KN/m}$$

$$\text{tiles} = ((0.16+0.35)*0.3 = 1.38 \text{ KN/m}$$

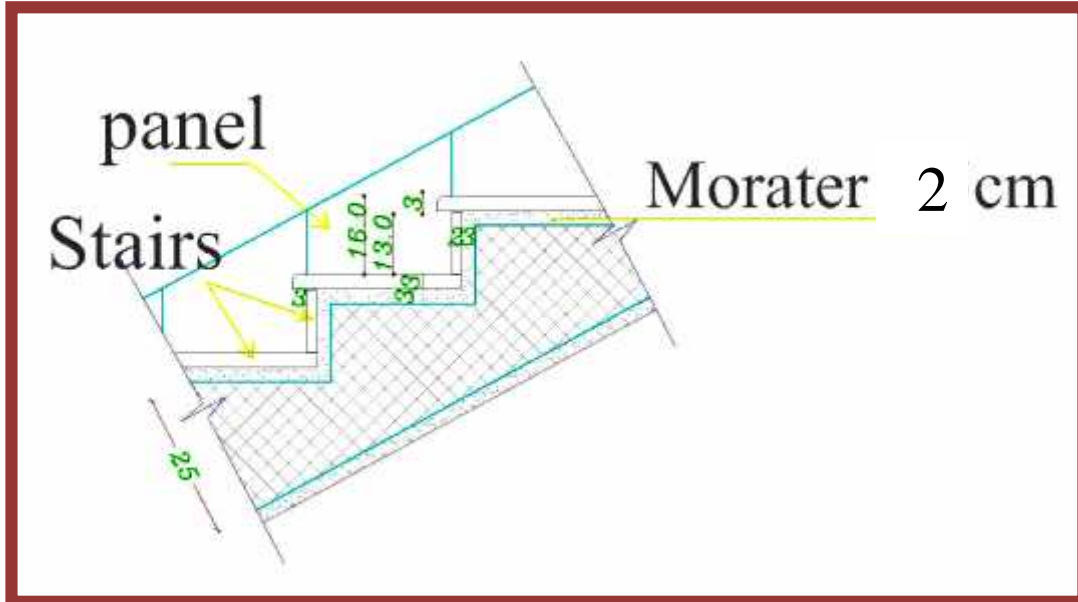


Figure (4-34) Section in Stair .

Nominal Total Dead Load = 11.88 KN/m

Factored Total Dead Load = $1.2*11.88 = 14.26$ KN/m

Live load = 5 KN/m .

Factored live load = $5*1.6 = 8$ KN/m

$q_1 = 8 + 14.70 = 22.70$ KN/m

Dead load calculation of q_2 : (for landing)

Concrete = $(25*0.25) = 6.25$ KN/m

Plastering = $(0.03*22) = 0.66$ KN/m²

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

Tiles = $0.03*22 = 0.66$ KN/m²

Nominal Total Dead Load = 8 KN/m

Factored Total Dead Load = $1.2*8 = 9.6$ KN/m

Live load = 5 KN/m² .

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Factored live load = $5.0 \times 1.6 = 8.0 \text{ KN/m}^2$

$$q_2 = 8 + 9.42 = 17.42 \text{ KN/m}^2$$

4-13-2-2 Stair reinforcement Design of one meter strip :

$$M_u \text{ max} = 50.9 \text{ KN.m}$$

$$d = h - 2T/2 = 250 - 20 - 7 = 223 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(28)} = 17.65$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{50.9 \times (10)^6}{(0.9)(1000)(223)^2} = 1.13 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.13}{420}} \right) = 0.00276$$

$$A_s = 0.00276 \times (100) \times (22.3) = 6.14 \text{ cm}^2$$

4-13-2-3 Min reinforcement :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots\dots\dots (ACI-10.5.1)$$

$$\Rightarrow A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{28}}{4(420)} (100)(22.3) \geq \frac{1.4}{420} (100)(22.3)$$

$$A_{s \text{ min}} 7.02 \geq 7.43.$$

$$\text{Select } A_{s \text{ min}} = 7.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.14 < 7.43 \text{ cm}^2.$$

$$\text{use } A_s = 7.43 \text{ cm}^2.$$

Use 14 @ 20 cm c/c with $A_s = 7.7 \text{ cm}^2 > 7.43 \text{ cm}^2$ See figure (4-35)

-In the other direction provide Shrinkage and Temperature Reinforcement:-

$$A_s = \rho * b * h$$

$$A_s = 0.0018 * 1000 * 250 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Use 12 @ 25 cm c/c with $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > 4.5 \text{ cm}^2$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

For (stair 2b) :

Use 12 @ 10cm c/c

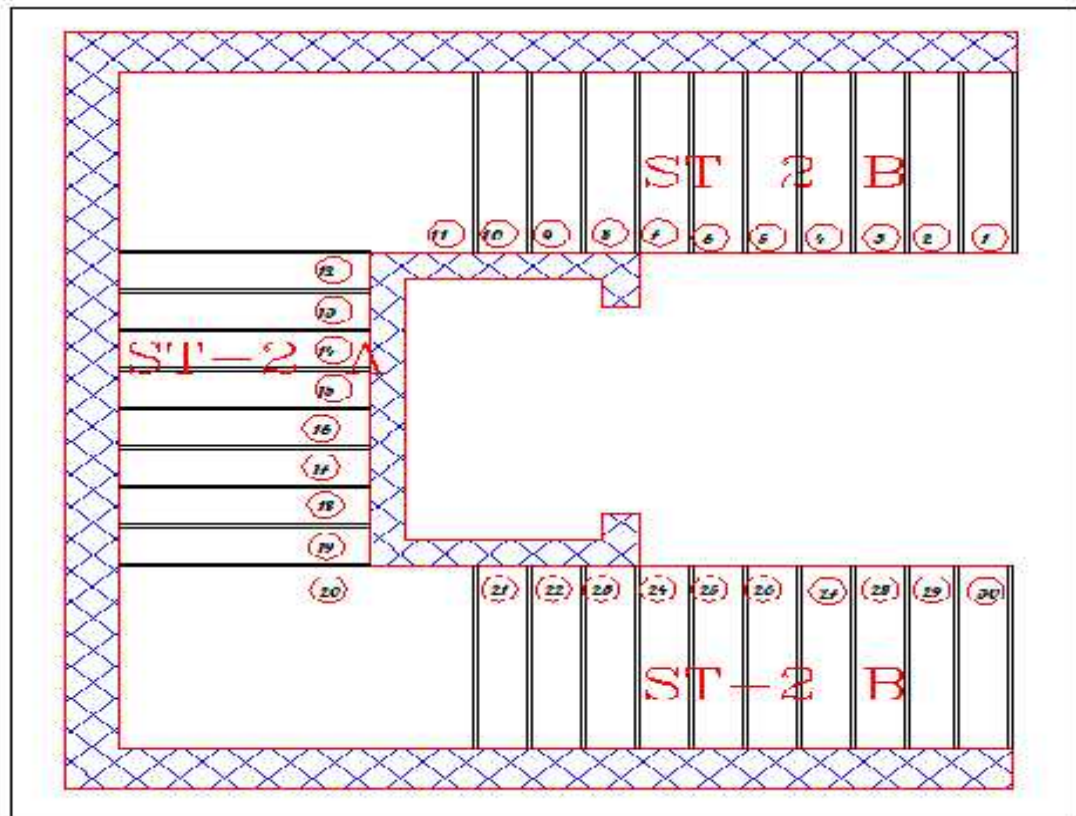


Figure (4-35) Plan for stair 2 .

CHAPTER FOUR: Design of structural members

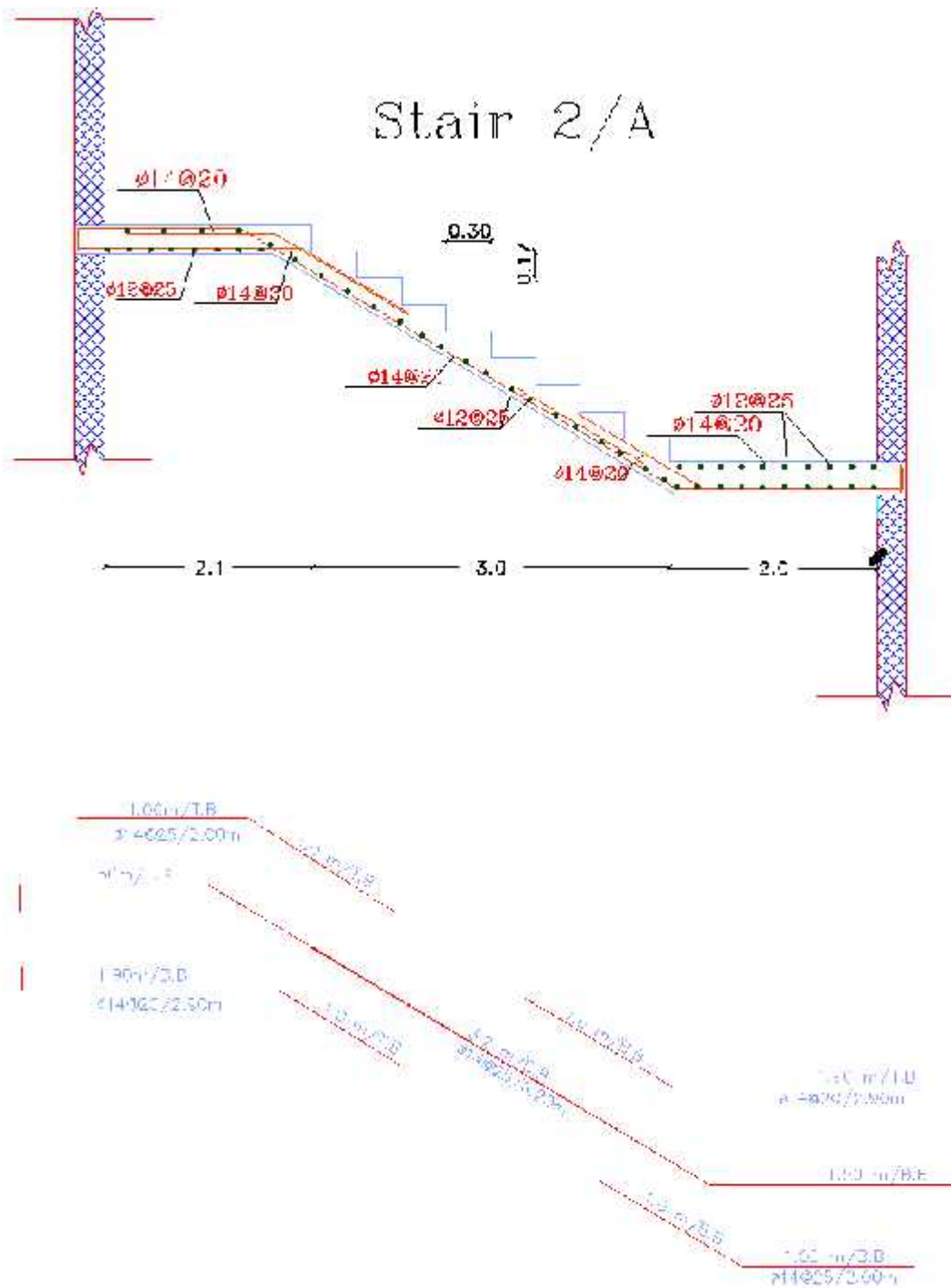


Figure (4-36) Rein. for stair 2 .

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.14 Design tension member :

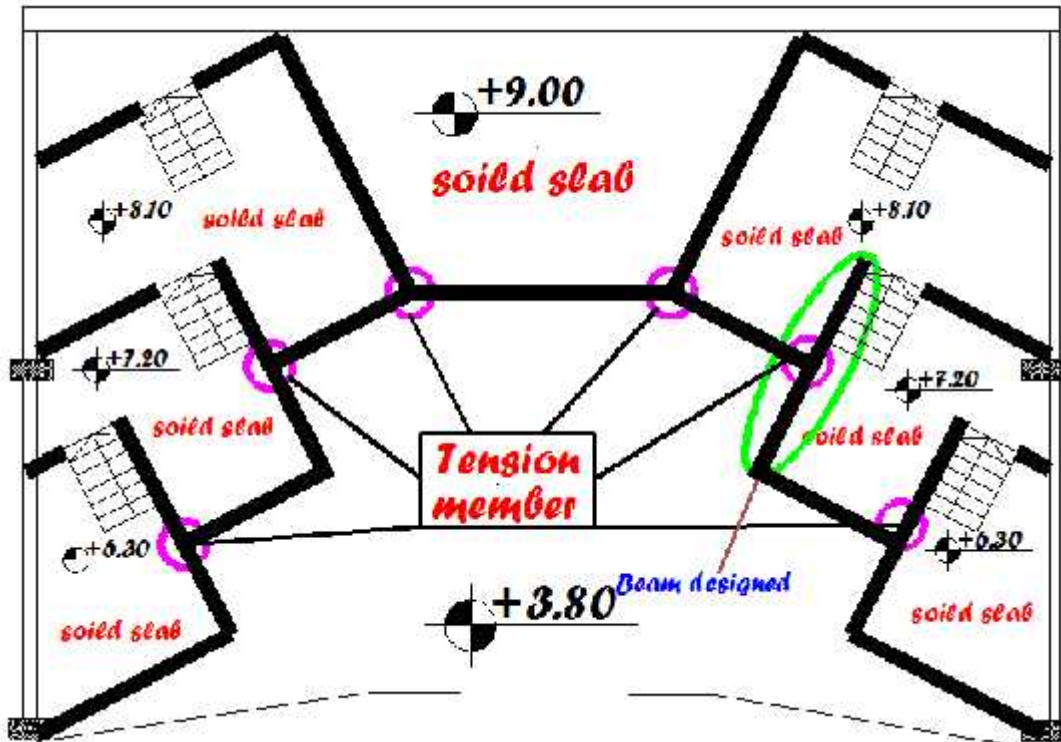


Figure (4-37) Tension member .

4.14.1 Design of One way solid slab for tension member

Section :-

$L/24 = 4.8/24 = 0.20 \text{ m}$, for exterior span (Control) ACI-318-02 (9.5.a)

$L/28 = 2/28 = 0.072 \text{ m}$,for interior span

Select h = 20cm.

Part 1:

- ✓ Live Load :-
 $L.L = 5 \text{ KN/m}^2 \cdot 1\text{m} = 5 \text{ KN/m}$
- ✓ Dead Load :-

Tile	$0.03 \cdot 1 \cdot 23 = 0.69 \text{ kN/m}$
Mortar	$0.02 \cdot 1 \cdot 22 = 0.44 \text{ KN/m}$
Coarse Sand	$0.07 \cdot 1 \cdot 16 = 1.12 \text{ KN/m}$
Concrete slab	$0.20 \cdot 1 \cdot 25 = 5 \text{ kN/m}$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Plaster

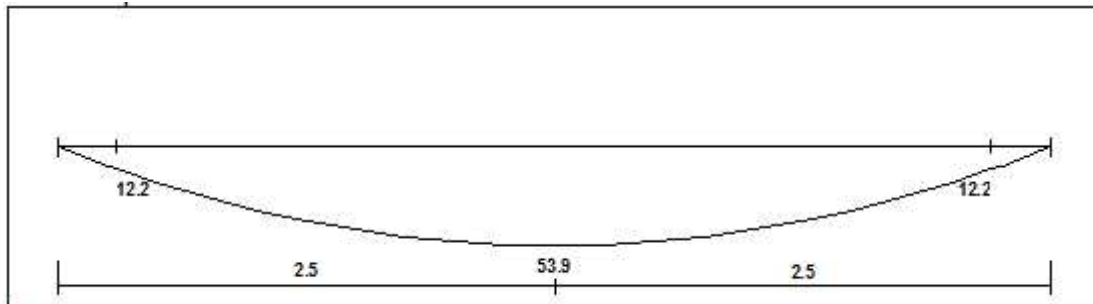
$$0.02 * 0.1 * 22 = 0.44 \text{ KN/m}$$

D.L=7.7 KN/m²

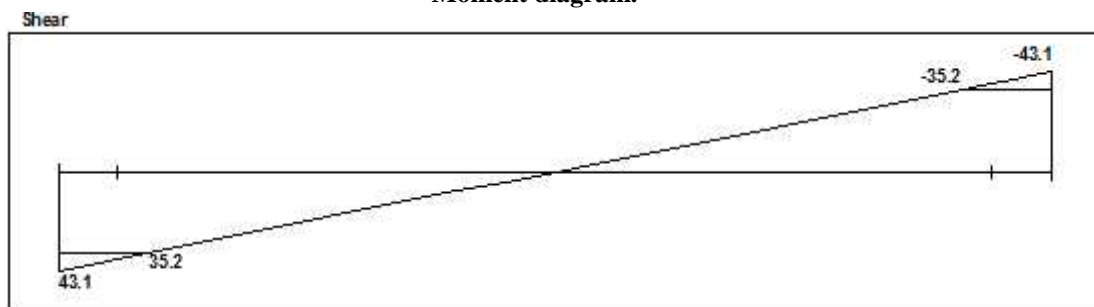
L.L = 5 KN /m².

-Factored Load:-

◆ $W_u = 1.2 * 10.1 + 1.6 * 5 = 20.12 \text{ KN /m.}$



Moment diagram.



shear diagram.

Figure (4-38) Moment and envelope of tension member .

4.14.1.1 Design of shear:-

$$D=200-20-12=168 \text{ mm.}$$

$$V_u = 35.2 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \Phi * \frac{\sqrt{f_{c'}}}{6} b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{28}}{6} 1 * 0.168 * 10^3 = 111.12 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_c = 111.12 > V_u = 35.2$$

No shear reinforcements is required.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.14.1.2 Design of positive moment:-

$$M_u = 53.9 \text{ KN.M}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$R_n = \frac{M_u / w}{b * d^2} = \frac{53.9 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.168)^2} = 2.12 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(2.12)}{420}} \right) = 0.00529$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.00529 (1000) (168) = 889.56 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = A_s = 0.0018 (1000) (200) = 360 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 889.56 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s_{\text{bar}}} = 889.56 / 113 = 7.86$$

$$\Rightarrow \text{Note } A_{\Phi 12} = 113 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Select bottom bars } 12 @ 12.5 \text{ cm}$$

For other direction use AS(min) Shrinkage & Temperature Reinforcement:-

$$A_s (\text{shrinkage}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

$$A_s (\text{shrinkage}) = 360 / 79 = 4.55 \text{ bar}$$

$$\text{Select bottom and top bars } 10 @ 20 \text{ cm}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.14.2 Design for tension member :

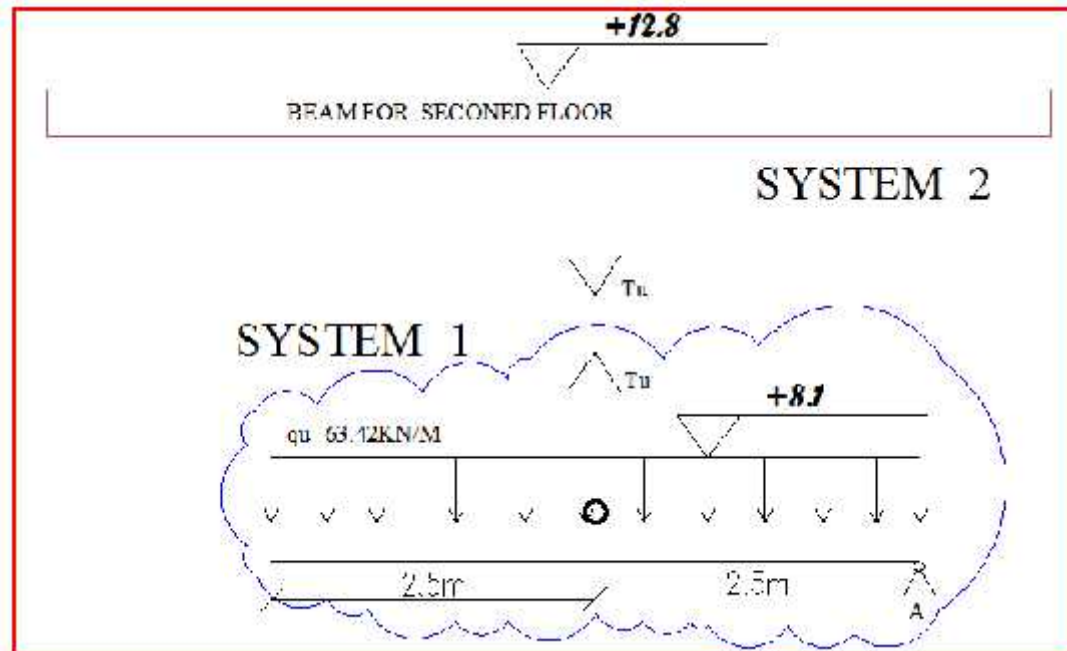


Figure (4-39) System 1 and 2 of tension member .

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

self weight of the beam:

$$w = 1.3 * 0.3 * 25 = 9.75 \text{ KN}$$

$$D.L = 9.75 + (3 * 7.7) = 32.85 \text{ KN/m}$$

$$L.L = 5 * 3 = 15 \text{ KN/m}$$

$$qu = 1.2 * 32.85 + 1.6 * 15 = 63.42 \text{ KN/m}$$

equilibrium of System 1:

$$\sum F_y = 0 \quad \rightarrow Ax = 0$$

$$\sum MA = 0$$

$$\rightarrow Tu * 2.5 - 5 * 63.42 * 2.5 = 0$$

$$\rightarrow Tu = 317.1 \text{ KN}$$

$$\sum M(Tu) = 0$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

$$\rightarrow 63.42 * 5 * 0 - A_y * 2.5 = 0$$

$$\rightarrow A_y = 0$$

Check:

$$\sum F_y = 0$$

$$317.1 - 5 * 63.42 = 0 \rightarrow \text{Ok.}$$

4.14.2.1 Design of tension member:

We will use steel type A572 grade 50.

a- Yielding limit state:

$$\Phi * F_y * A_g \geq T_u$$

$$\Phi = 0.9 \quad F_y = 50 \text{ Ksi} = 345 \text{ MPa}$$

$$T_u = 317.1 / 4.488 = 70.655 \text{ Kip}$$

$$\rightarrow 0.9 * 50 * A_g \geq 70.655$$

$$\rightarrow A_g = 1.57 \text{ in}^2$$

$$L = 7.25 \text{ m} = 7.25 * 12 / 0.3048 = 285.433 \text{ in}$$

b- Stiffenes limit state:

$$L/r \leq 300 \rightarrow r = L/300 = 285.433 / 300 \\ = 0.951 \text{ in.}$$

Select square profile with $A_g \geq 1.57 \text{ in}^2$, and $r_x \geq 0.951 \text{ in}$

From steel code: use square tube 3*3*3/16

$$A_g = 2.02 > 1.57$$

$$r_x = 1.13 > 0.951$$

$$\rightarrow 3 * 25.4 = 76.2 \text{ mm.}$$

$$(3/16) * 25.4 = 4.76 \text{ mm.}$$

Check:

Fracture limit state:

$$\Phi T_n \geq T_u$$

$$\Phi * A_e * F_u \geq T_u$$

$$\Phi = 0.75$$

$$A_e = U * A_n , A_n = A_g , U = 1 \rightarrow \text{case a.}$$

$$\rightarrow 0.75 * 65 * 1 * 2.02 = 98.475$$

$$98.475 > 70.655 \rightarrow \text{Ok.}$$

CHAPTER FOUR: Design of structural members

4.14.2.2 Design of bolts:

$$T_u = 70.655 \text{ Kip.}$$

The bolts are subjected to tension force:

$$\Phi R_n \geq R_u$$

$$R_u = T_u = 70.655$$

Use A325 \rightarrow $F_u = 65 \text{ Ksi.}$

Assume $d_b = 3/4 \text{ in}$

$$\Phi R_n \geq R_u$$

$$0.75 A_g F_u \geq R_u$$

$$n * 0.75 * (\pi * d_b^2 / 4) * 0.75 * f_u \geq T_u$$

$$n * 0.75 * (\pi * (3/4)^2 / 4) * 0.75 * 120 \geq 70.655.$$

$$\rightarrow \text{no. of bolts} = 70.655 / 29.82 = 2.369$$

\rightarrow use four bolts

4.14.2.3 Design of rods:

$$T_u = 70.655 \text{ Kip}$$

Yielding limit state:

$$\Phi A_g F_y \geq T_u$$

$$0.9 * 50 * (\pi * (3/4)^2 / 4) * N \geq 70.655$$

$$\rightarrow \text{no. of rods } N = 3.55$$

Select $N = 4$ rods.

Check:

Fracture limit state:

$$\Phi F_u A_e N \geq T_u$$

$$0.75 * 65 * 0.75 * (\pi * (d_{req.})^2 / 4) * 4 \geq 70.655$$

$$\rightarrow d_{req.} = 0.78 \text{ in} > 3/4 \text{ in} \rightarrow \text{Ok.}$$

4.14 2.5 Design of welding: (between the square tube and plate):

CHAPTER FOUR: Design of structural members

Use fillet weld:

Assume (SMAW) welding are used:

Weld metal F70XX \rightarrow $F_{uw} = 70$ Ksi.

Assume $a = 7\text{mm} = 0.39$ in

a (min) = $1/4$ in = 6.35 mm.

a (max) = $t - 1/16$ in

$$= 10 - 1.5875 = 8.4125 \text{ mm}$$

a (min) = $6.35 < a=7\text{mm} < a$ (max) = $8.4125 \rightarrow$ Ok.

$t_e = 0.707 * a = 0.707 * 7 = 4.949 \text{ mm} = 0.19$ in

$\Phi R_n = 0.75 * 0.19 * 70 * 0.6 = 5.985$ Kip.

$\rightarrow L = 70.655 / 5.985 = 11.8$ in = 300 mm.

\rightarrow the welding for all perimeter = $4 * 300 = 1200$ mm.

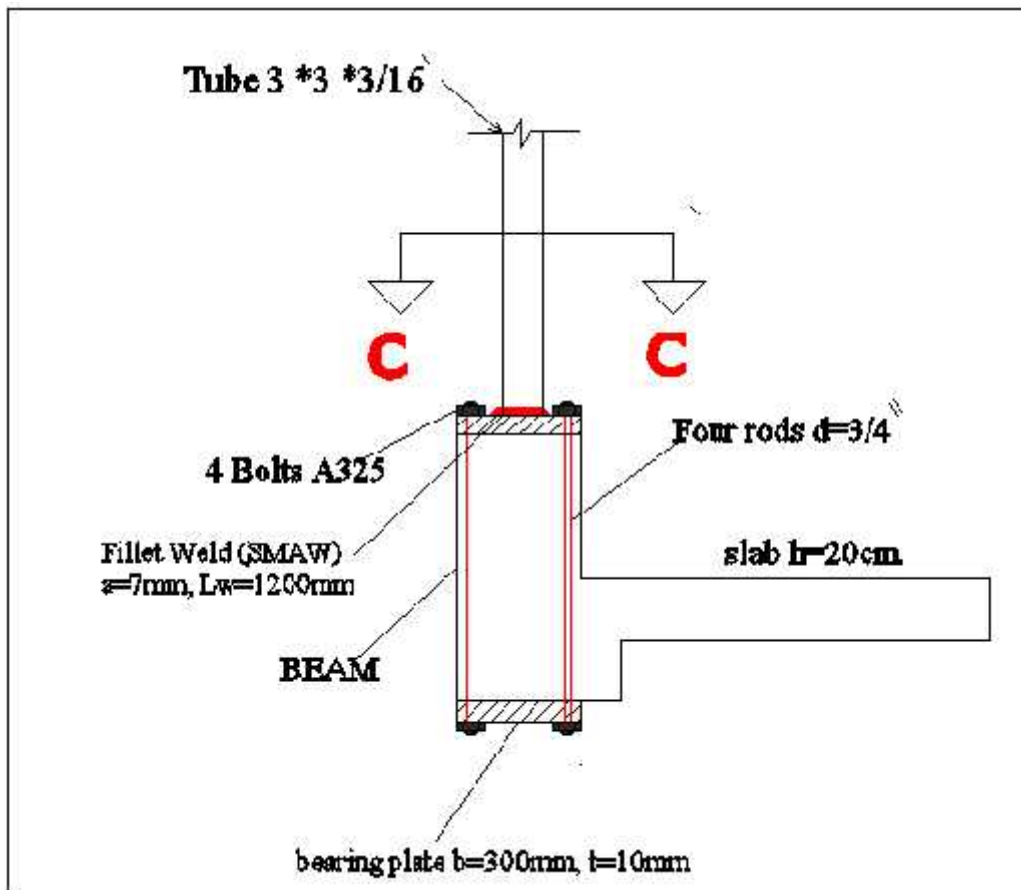


Figure (4-40) Section of tension member .

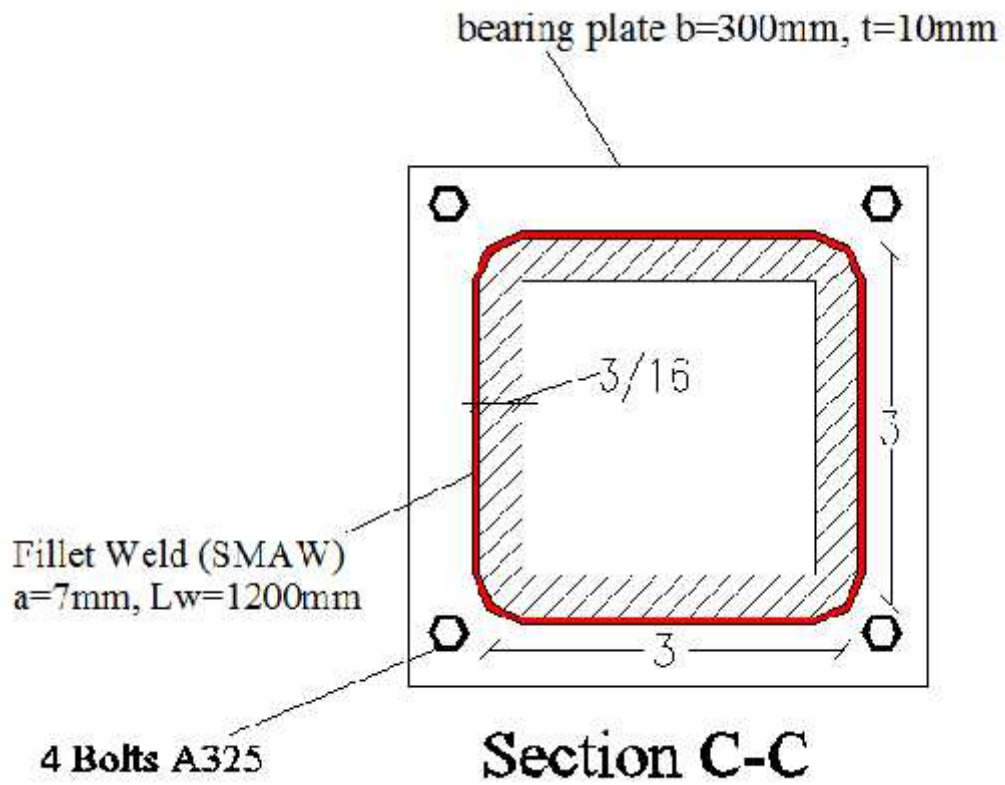


Figure (4-41) Section c-c of tension member .

5

النتائج والتوصيات

(-)
التوصيات.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.

تم استخدام نظام (One- Way Ribbed Slab) في جميع الطوابق عدا الطابق الكراج (٢) نظراً لطبيعة وشكل المنشأ.

كما تم استخدام العقدات المصمتة (Solid Slab) لعقدة الطابق الكراج (٢) و لبيوت الدرج والمصاعد. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدرّوس.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

- التوصيات

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملًا إنشائياً ومعمارياً.
٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
٥. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
٦. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

CHAPTER FOUR: Design of structural members

قائمة المصادر والمراجع

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

. تلخيص الأستاذ المشرف.

. بارازيتون تصميم مبنى قصر المؤتمرات المقترح إنشائه في منطقة حرم الرامة بمدينة الخليل المشروع استكمال لمتطلبات درجه البكالوريوس في جامعة بوليتكنك فلسطين الخليل فلسطين م.

4. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-05) and Commentary, USA, 2005.

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

CHAPTER FOUR: Design of structural members

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 $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) 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 $1440\text{--}1920 \text{ kg/m}^3$, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

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

Table(4-1) MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load) [†]	$\ell/480^{\ddagger}$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{\ddagger}$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

Table (4-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

CHAPTER FOUR: Design of structural members

(6) الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

الحمل المركزي البديل	الحمل الموزع	الاستعمال (الاشغال)	نوع المبنى	
			خاص	عام
1.400	2.000	جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	المنازل والبيوت والشقق السكنية والأبنية ذات الطابق الواحد.	المباني السكنية
1.800	2.000	غرف النوم	الفنادق والموتيلات والمستشفيات	والخاصة
1.800	2.000	غرف وقاعات النوم	منازل الطلبة وما شابهها	
-	4.000	مقاعد ثابتة	القاعات العامة وقاعات التجمع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعات التجمع في المدارس والكليات والنوادي والمدرجات المسقوفة والقاعات الرياضية المغلقة	المباني العامة
3.600	5.000	مقاعد غير ثابتة		
-	6.000	مستودعات الكتب	المكتبات	
4.500	2.500	من دون مستودع كتب	غرف المطالعة في المكتبات	
4.500	4.000	مع مستودع كتب		