

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي

فريق العمل :-

بيان عبد العزيز الننتشة سهاد محمد رجوب وفاء ربحي نجاجرة

:-

. سفيان الترك .

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي

فريق العمل :-

بيان عبد العزيز الننتشة سهاد محمد رجوب وفاء ربحي ناجرة

:-

. سفيان الترك

الخليل- فلسطين

جامعة بوليكنك فلسطين
الخليل-فلسطين
كلية الهندسة
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

-:

التصميم الإنشائي

-:

بيان عبد العزيز الننتشة سهاد محمد رجب وفاء ربحي ناجرة

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

توقيع

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

.....

توقيع رئيس الدائرة

.....

إلى
سيد البشرية محمد بن عبد .
لى من احتضني كل هذا الكم من
. فلسطين الحبيبة

إلى من هم
.
لى من ضحوا بجريتهم من أجل حرية
غيرهم

إلى ينبو العطاء الذي زرع في
.
العزیز .

إلى
ينضب أمي العزیزة .
إلى من يحملون في عيونهم ذكريات
طفولتي وشبابي
.

إلى
فوسعهم قلبي...صديقاتي .
إلى الشموع التي احترقت لتنير الدرب
إلى...إلى .

إلى من عرفتهم في هذا الصرح
...زملائي وزميلاتي .
إلى منهل العلم إلى...جامعتي .
إلى زوجي العزيز .
.

فريق العمل

دي

شكر والمنة لا تليق إلا لواهب
العقول و منير الدروب لله عز وجل .

مجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل ...

بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا .

إلى دائرة الهندسة المدنية

والمعمارية ... بطاقتها التدريسي

.

إلى المشرف على هذا البحث

... سفيان الترك .

ساهم في إنجاز

.

فريق الع

التصميم الانشائي لمكتبة عامة في مدينة الخليل

فريق :

بيان عبد العزيز الننتشة سهاد محمد رجوب وفاء ربحي نجاجرة

جامعة بوليتكنك فلسطين-

:

سفيان.

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمكتبة في مدينة الخليل في منطقة عين سارة حيث يتميز هذا المشروع بوجود مبنى قديم قائم تم استغلاله كمتحف أثري وإشادة مباني المكتبة حوله بطريقة عصرية تجذب الأفراد لمنشأة المكتبة حيث التجانس بين القديم والمعاصر، فقد احتوت هذه المكتبة على عدة فروع تلي حاجة جميع الفئات العمرية من أطفال وحتى كبار السن للقراءة والمطالعة بما يحتاجه من مساحات مناسبة وخدمات تصميمية مميزة من توزيع مناسب للأثاث والإضاءة المطلوبة لتحقيق الراحة والأمان للمستخدمين.

سيتم التصميم - بناء على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI_318) الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل Atir , Office2007, Autocad2007 وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، و سيتمضمّن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design Of Public Library At Middle City Of Hebron

WORKING TEAM:

Bayan Al_ Natsheh

Suhad Rjoub

Wafaa Najajreh

Palestine Polytechnic University -2013

SUPERVISOR:

ENG .SUFIAN AL- TURK

Project Abstract

The project is a public library in the city of Hebron is available where all the requirements and activities needed by any reader, by providing spaces for references and services, reading and electronic reading as well as a library for the children and the old building that has been re-revived for a historical museum of the city and references historic.

Will be design - God willing - based on code requirements for the American Concrete (ACI_318) and will be drawing on some programs, design and construction drawing programs such as Autocad2007, Office2007, Atir, etc. It is worth mentioning that the use of code Jordanian to determine the loads of live and will be available on some graduation projects the previous , and the project will study the construction of detailed identification and analysis of the structural elements and different loads and then the expected structural design of the elements and the preparation of shop drawings based on design prepared for all the structural elements that are structural frames of the building.

فهرس المحتويات

المحتويات

I	صفحة العنوان الرئيسية
II	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج
III	الإهداء
IV	الشكر و التقدير
V	ملخص المشروع باللغة العربية
VI	ملخص المشروع باللغة الإنجليزية
VII	فهرس المحتويات
X	فهرس الجداول
X	فهرس الأشكال
XII	List of Abbreviations

:

2	-
3	- تعريف عام بالمشروع
3	- أسباب اختيار المشروع
3	- أهداف المشروع
3	- - أهداف معمارية
4	- - أهداف انشائية
4	-
4	-
4	-
5	- محتويات المشروع
5	-

:

7	-
7	-
7	-
8	-
9	- - أهمية الموقع وأسباب اختياره
9	- -
9	- -
9	- -
9	- - طبوغرافية الموقع
11	- - حركة الرياح
11	- -
12	- - كمية الأمطار والرطوبة النسبية ودرجة الحرارة
12	- وصف المساقط الأفقية
12	- -
13	- -
13	- -

14	- -	
14	- -	وصف الواجهات -
14	- -	الواجهة الشمالية - -
15	- -	الواجهة الجنوبية - -
15	- -	الواجهة الشرقية - -
15	- -	الواجهة الغربية - -
16	-	
16	-	
	:	
18	-	
18	-	الهدف من التصميم الإنشائي -
18	-	مراحل التصميم الإنشائي -
19	-	
19	- -	الأحمال الميتة - -
19	- -	الأحمال الحية - -
20	- -	الأحمال البيئية - -
20	- - -	الرياح - - -
21	- - -	
22	- - -	
22	-	الاختبارات العملية -
23	-	العناصر الإنشائية -
23	- -	
23	- - -	
24	- - -	العصب ذات الاتجاهين - - -
24	- - -	
24	- - -	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين - - -
25	- - -	
25	- -	
25	- -	
26	- -	
27	- -	() - -
28	- -	
28	-	
29	-	

Chapter Four : Structural Analysis and Design

30	(4-1) Introduction
31	(4-2) Design method and requirements
31	(4-3) Determination Of Thickness
34	(4-4) Design Of Topping
36	(4-5) Design Of Rib
37	4-5-1 design of positive moment for Rib1

40	4-5-2 design of negative moment for Rib1
42	4-5-3 design of shear for Rib1
45	(4-6) Design Of Beam2
45	4-6-1 Load calculations for Beam 2:
45	4-6-1-1 Dead load calculations for Beam 2
46	4-6-1-2 Live load calculations for Beam2
47	4-6-2 design of negative moment for Beam2
49	4-6-3 design of positive moment for Beam2
50	4-6-4 design of shear for Beam2
56	(4-7) Design Of Column 36
60	(4-8) Design Of Stair 3
60	4-8-1 Flight Dead Load computation
60	4-8-2 Landing Dead Load computation
61	4-8-3 Design of Shear strength
62	4-8-4 Design of Flexure
64	(4-9) Design Of Isolated Footing
64	4-9-1 Load Calculation
64	4-9-2 Calculation weight of footing
65	4-9-3 Depth of footing and shear design
67	4-9-4 Design for Moment in long direction
68	4-9-5 Design for Moment in short direction
69	4-9-6 Development length of flexural
71	(4-10) Design Of Basement wall(BS.W.1)
71	4-10-1 Load Calculation
72	4-10-2 Design of Bending Moment
73	4-10-3 Check for shear
74	(4-11) Design Of Shear Wall
75	4-11-1 Design of Shear strength
76	4-11-2 Design for vertical reinforcement
76	4-11-3 Design of bending moment

النتائج والتوصيات :

78	-
78	-
80	- التوصيات

	فهرس الجداول
5	(-) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية

19	(-) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة
19	(-) الأحمال الحية للمرافق الخاصة بالمكتبات
20	(-) سرعة وضغط الرياح حسب الكود الألماني
22	(-)
32	Table (4-1) Dead Load Calculation.
33	Table(4-2) Topping Dead Load Calculation .
44	Table (4-3) Support Reactions of Rib(2).

	فهرس الأشكال
9	(-)
10	(-) طبوغرافية الموقع واستعمالات المباني حول قطعة الارض
11	(-) الرياح التي تهب على قطعة الأرض
11	(-)
12	(-)
13	(-)
13	(-)
14	(-)
14	(-) الواجهة الشمالية
15	(-) الواجهة الجنوبية
15	(-) الواجهة الشرقية
15	(-) الواجهة الغربية
21	(-) تأثير الرياح على المباني من حيث الارتفاع والبيئة المحيطة
23	(-)
24	(-) عقدة العصب ذات الاتجاهين
24	(-)
25	(-)
25	(-)
26	(-)

27	(-)
31	Figure (4-1) :Span Location (Ground Floor).
32	Figure (4-2) : One Way Rib Slab.
33	Figure (4-3) : Topping Of Slab.
35	Figure (4-4) : Rib Location.
35	Figure (4-5) : Rib(2) Geometry.
36	Figure (4-6) : Loading Of Rib(1).
36	Figure (4-7): Moment Diagram For Rib(2).
36	Figure (4-8): Shear Diagram For Rib(2).
44	Figure (4-9): Beam Location.
45	Figure (4-10) : Spans length of Beam.
45	Figure (4-11) : Factored Load Of Beam.
45	Figure (4-12) :Moment Diagram For Beam.
46	Figure (4-13) : Shear Diagram For Beam.
46	Figure (4-14) : Beam Section.
55	Figure (4-15) :Column (63) Location
55	Figure (4-16) : Column (63)
59	Figure (4-17) : Stair(3) location
60	Figure (4-18) : Load diagram
60	Figure (4-19) :Shear & Moment envelope diagrams
63	Figure (4-20) : Foundation
70	Figure (4-21) : Basement Wall
71	Figure (4-22) : Shear and Moment Diagram From Atir
73	Figure (4-23) : Moment and shear diagram from ETABS

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.

- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = 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.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- f_c' = compression strength of concrete .
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = 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.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete. (Kg/m³).
- W = width of beam or rib.
- W_u = 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_{sc} = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .



- .
- تعريف عام بالمشروع .
- أسباب اختيار المشروع .
- أهداف المشروع.
- . () .
- . () .
- محتويات المشروع .
- .

- :

تعتبر القراءة من أهم المهارات المكتسبة التي تحقق النجاح والمتعة لكل فرد خلال حياته، وذلك انطلاقاً من أن القراءة هي الجزء المكمل لحياتنا الشخصية والعملية، وهي مفتاح أبواب العلوم والمعارف المتنوعة، فقد دعا إليها ديننا الحنيف في أول آية نزلت على رسولنا الكريم وهي " " .
والعلوم المتنوعة عن طريق القراءة والمطالعة المستمرة للكتب والأبحاث وغيرها مما قد يُكسب المرء الثقافة والعلم المطلوب لأي إنسان سليم العقل ليبقى سليم الجسد ايضاً .

إن قراءة ومطالعة الكتب هي رياضة للعقل والذهن السليم، ترتقي به إلى أعلى المستويات في التطور والتحضر، ولا بد أن يكون لهذه الرياضة الراقية شروط لاستكمال أهدافها دون أي شوائب، ومن أهم هذه الشروط وجود أماكن مخصصة تجتمع فيها هذه الكتب والأبحاث والموسوعات القيمة ولا غنى عن الأجواء الهادئة وأماكن الجلوس المريحة ذات الإضاءة المناسبة من هنا تنبع أهمية المكتبات، ولا سيما العامة منها التي تجتمع فيها عوامل الراحة للإنسان المتطلع للقراءة .

قديمًا لم تكن مثل هذه الأماكن على أهميتها ذات اهتمام فردي كما هو اليوم، فقد أصبحت المكتبات من أهم المنشآت التي تحرص الحكومات على إنشائها والاهتمام بتصميمها الخارجي والداخلي، سواء على صعيد الشكل والجمال المعماري أو على صعيد التصميم الإنشائي بما يوفر عامل الأمان بالإضافة إلى الاهتمام بترتيب كل من الأثاث والإضاءة بما يوفر الراحة للزوار والعاملين من هنا نبع اهتمامنا بمثل هذا المنشآت وقد " لمساق مقدمة مشروع التخرج لتصميمها بطريقة ممتازة تحقق الجمال للمبنى وعامل الأمان، وقد حرصنا على الحفاظ على وجود التكامل المناسب بين الجانب الجمالي ري والجانب الإنشائي مع استغلال وجود المبنى القديم للحفاظ على تراثنا القيم للاستدلال على أهمية

- تعريف عام بالمشروع

هي مكان الباحثين عن المعرفة الميادين حيث انها تمثل جزء حيويًا من النظم التعليمية ، وأجهزة تخزين واسترجاع المعلومات في العالم . تهيئ المعرفة المتراكمة على مر السنين من خلال الكتب والأفلام والتسجيلات ووسائل الإعلام الأخرى. يستفيد من المكتبات الطلاب والمعلمون ومديرو الأعمال ورجال الدولة والباحثون والعلماء ، هذا بجانب إشباعها لهوايات الآخرين ، بما تقدمه من ضروب المعرفة . وتساهم المكتبات عملياً في حفظ تراث الثقافات أهم ميزات المكتبات أنها تصنف الكتب تصنيفاً مدروساً، بحيث يستطيع الباحث عن موضوع معين ايجاده بأسهل و أسرع الطرق ، سواء كان ه المكتبة، حيث أن المكتبة تلبى جميع الأنواع المختلفة من الكتب والموسوعات العلمية ،لمختلف المجالات والميادين ، كالعلوم الانسانية و الاجتماعية والعلوم العامة والعلوم التطبيقية والتكنولوجية والبيئة والهندسية بافرعها كافة ، وعلوم الطب والفلك .

المشروع عبارة عن مكتبة عامة تتواجد في شارع عين سارة في الخليل، تتوفر فيه كافة المتطلبات وتهيئة الاجواء الهادئة والمريحة للقارئ . حيث تضم المكتبة ومتحف لبعض القطع من الموروث التاريخي لأهل المنطقة بالاضافة الي الطوابق المخصصة للقراءة في مختلف الميادين العلمية .

- أسباب اختيار المشروع

- أهمية اختيار - - - أولها أن مدينة الخليل تفتقر لوجود مكتبات عامة بمساحة تتناسب مع كثافة السكان لهذه المدينة إضافة إلى نقص الكثير من المساحات والفراغات الداخلية والخارجية في هذه المكتبات . ثانياً - المهارة - التصميم للعناصر الإنشائية - - - - اصغر الإنشائية المتنوعة. - - - زيادة - - - الإنشائية - - - - العملية والعملية - - - تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية ستواجهنا .

- أهداف المشروع

- - أهداف معمارية :-

مثل هذه المشاريع تلفت نظر والزوار حيث انها تعكس الجانب الثقافي والحضاري للمدينة ، لذلك يجب التركيز الجيد على الناحية المعمارية وانتباه المواطنين بحيث تحقق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، إلى النواحي الجمالية التي يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثاً فنياً من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات ويكون طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق والثقافي للمدينة.

- - أهداف انشائية :-

- . اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
- . القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
- . تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
- . اتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

:

- . اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
- . استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Etabs Atir, Sap,safe) .
- . Microsoft office Word & Power Point .

()

تتلخص مشكلة البحث في عمل تصميم انشائي متكامل لمكتبة عامة محيطة بمبنى قديم قائم على قطعة الأرض بحيث يراعي هذا التصميم الاهداف المعمارية و العناصر الجمالية مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان و يتلخص التصميم الانشائي في توزيع العناصر الانشائية بما يتفق و المخططات المعمارية وكذلك تصميم هذه العناصر .

()

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها، لتتكامل هذه التصميم مع التصميم المعمارية المعدة

- محتويات المشروع :-

:

:

:

ة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال، و الوصف الوظيفي لهذه العناصر.

:

التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية .

:

المعمارية و نشائية.

:

- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف

- دراسة العناصر الإنشائية المكونة لية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

- اختيار العناصر الإنشائية وتحديد الأحمال المؤثرة عليها.

- تصميم العناصر الإنشائية بنا على نتائج التحليل.

- التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها .

يبين (-)

:(-)

الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي للمشروع																

• -

• -

• -

• -

• -

• -
الواجبات .

• -

• -

- _____ :

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

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصرامة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبي لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها وتتفاعل مع تفاصيلها. وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومتراطة . وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمراقفه، بهدف تحقيق الفراغات والأ 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

- _____ :

لا يخفى على احد منا أهمية المكتبات وما تحتويه من كتب وكنوز في داخلها ، لاسيما أنها مقياس وتطورها وهي أيضاً مرآة تعكس مدى وعي وثقافة مجتمع عن غيره ، وتعتبر دراسة مباني المكتبات من الدراسات الهامة في مجال أدبيات المكتبات والمعلومات ، وذلك لما تمثله هذه المباني من أهمية . ومن هنا جاءت فكرة تصميم مكتبة عامة ، حيث تمثلت أهداف البحث في جذب المجتمع وتوعيته بأهمية الكتاب من خلال تصميم معماري يلفت انتباه جميع من رآه ويحضه لدخول وزيارة فراغاته الداخلية التي تمثل المرجع الأساسي للطلاب المدرسي والجامعي والباحث العلمي وتوفر خدماته ونشاطات ثقافية تواكب حاجات العصر الحديث تقنيات و وسائل حديثة .

- _____ :

ت فكرة المشروع من اصل وجود البناء القديم في الموقع ، حيث شكل هذا البناء المحور الاساسي للمشروع نظراً لأهميته في عكس الطراز القديم لمدينة الخليل .

وبحكم وجود هذا المبنى في موقع استراتيجي على شارع رئيسي شرياني في المدينة ، حيث قربه من مراكز النشاط التعليمي والثقافي والترفيهي والتجاري ، انبثقت فكرة وجود مكتبة عامة مرتبطة به نظراً لحاجة مدينة الخليل لمثل هذا

من خلال فكرة المشروع تم الربط بين القديم والحديث من خلال جسور تنقل الزائر بين العمارة القديمة والحديثة ، واستخدام عناصر قديمة بطراز حديث مثل فكرة الفناء حيث تم توظيفه في المشروع ليشكل حلقة وصل بين العمارتين.

وبحكم وجود شارع رئيسي وشارع فرعي لأرض المشروع فقد كانت الفكرة في عدم طمس ملامح المبنى القديم وترتيب عناصر المشروع بحيث تحتضن المبنى القديم دون .

- - -

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم . لذلك 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.

- - أهمية الموقع وأسباب اختياره :

إن عملي اختيار ارض لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضيف على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض مدينة الخليل :

- جغرافيه : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
- شبكه المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع .
- : هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجاري ، صناعية ، سكنية، أم خدماتية وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .
- من خلال الدراسة والتحليل والإحصائيات ، تم اعتماد مدينة الخليل لإقامة المشروع وذلك بناء على الاسباب التالية :
- تفتقر مدينة الخليل لوجود مكتبة عامة بمساحة تتناسب وكثافة عدد السكان الكبير في المدينة .
- من خلال احصائيات الجهاز الفلسطيني لعام نلاحظ وجود مكتبات عامة في شمال فلسطين أكثر من جنوبه ، حيث تتواجد في الشمال ما يقارب مكتبة أما وسطها وجنوبها فلا يتجاوز العدد .
- عامة المتواجدة في المدينة لم تصمم وفقا للمعايير التخطيطية والتصميمية الخاصة ببناء المكتبات .
- توفر قطع أراضي في المدينة وفقا للمعايير اللازمة لإقامة مشروع المكتبة .

تقع قطعة الأرض المقترح إقامة المكتبة العامة فيها على شارع عين سارة الرئيسي وشارع فرعي يربط عين سارة مقابل مدرسة الحسين للبنين حيث ترتفع حوالي .

يمكن القول أن الارض الواقع على شارع عين سارة تحقق المعايير التي تم تحديدها لاختيار ارض المشروع

:

- سهولة المواصلات للموقع .

- (مراكز تعليمية وثقافية وترفيهية).
- الموقع يجذب القراء والمرتادين من جميع الاتجاهات ويقع على منطقة تقاطع طرق بحيث يمكن للقادم رؤية المكتبة بسهولة .
- يتميز الموقع بالتهوية الجيدة والاضاءة الطبيعية الممتازة ، فلا يحاط بمبان كثيرة .
- الموقع يسمح بوجود

وبناء على الاسباب التي تم ذكرها سابقا أتت الحاجة لتصميم المكتبة العامة في مدينة الخليل لتحقيق الاهداف الثقافية المرجوة وتوفير البيئة المناسبة للقراء والباحثين ؛ وبذلك تطوير القطاع الثقافي في المدينة .

:-

ع العام للمبنى جاء ملنيا لجميع احتياجات المكتبة العامة من توفير مساحات واسعة مبلطة وخضراء تستخدم للقراءة بالإضافة الى استيعاب عدد كافي من السيارات لخدمة الزائرين . فالموقع يترك مساحة امامية مبلطة جميلة جدا بجانبها تم تصميم تلال خضراء رائعة يستخدمها القراء للقراءة الخارجية ، بالإضافة الى توفير مساحات واسعة بين المبنى القديم والحديث وتوفير حدائق موزعة في انحاء الموقع ، أما بالنسبة للمساحة الخلفية للمشروع فقد تم عمل عدد من المواقف الخاصة لخدمة المكتبة و موظفيها من سيارات وشاحنات .



(-)

: (GIS جامعة بوليتكنك فلسطين)

يتكون المبنى من الدور الأرضي المتمثل بمكتبة الأطفال ، مبنى القديم حيث تم إعادة احياء المبنى ليشكل متحف تاريخي للمدينة .

الأول فانه يشكل الدخول الى المشروع المتمثل بالطابق الأول للبناء القديم ومن هنا تم عمل بعض الفراغات المعمارية لإعادة احياء هذا المبنى من كافتيريا و أمن و غرف لایداع الحقائب . ومد جسور باتجاهين للربط بين المبنى القديم والحديث ليتم الوصول الى معرض الكتاب من جهة و الوصول الى فراغات القراءة في المكتبة من جهة أخرى ، ومن هنا يضم الطابق الأول للمكتبة فراغ المصادر و المراجع اليدوية و الالكترونية وفراغ الدوريات والحركة العمودية المتمثلة بالادراج والمصاعد وفراغ الخدمات الفنية التي يتم الوصول اليها من مدخل خلفي . يضم الطابق الثاني فراغات القراءة التي تحتوي على الكتب العلمية و الطبيعية بالإضافة الى استخدام القراءة الالكترونية في جميع أقسام المكتبة ، ويضم فراغ الإدارة الذي يشمل قيم المكتبة والإدارة المالية و موظفيها وخدمة . أما الطابق الثالث فيحتوي على فراغات القراءة التي تضم الكتب التاريخية والدينية .

- - الطبوغرافية للموقع :

تتميز قطعة الأرض المقترحة بأن طبوغرافيتها سهلة مع وجود اختلاف منسوب بسيط فيها حيث يشكل ميلها الى % تقريبا ، حيث يساعد في على إعطاء صورة جمالية للأرض وللتصميم عليها.



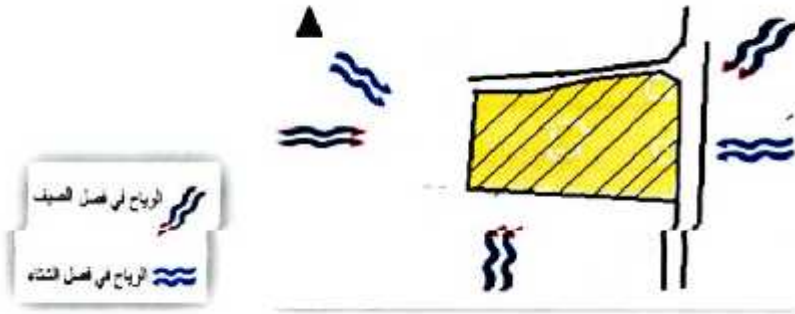
(-) طبوغرافية الموقع واستعمالات المباني حول قطعة الأرض : بلدية الخليل . ()

- - حركة الرياح :

تعتبر الرياح من أهم العوامل الرئيسية التي يجب أخذها بعين الاعتبار أثناء عملية تحليل الموقع لما لها من تأثير على المباني لكونها تعتبر حملاً إضافياً على المنشأ .

يصل معدل الرياح السنوي في مدينة الخليل الى . / ساعة ، حيث يبلغ أقصاها بشهر كانون الاول ، و معدل لها في شهر تشرين الثاني حيث يسجل . / . ()

تتعرض مدينة الخليل للرياح الشمالية الغربية والرياح الشرقية في فصل الشتاء ، وهي رياح جافة باردة لقدمها من المناطق الشرقية الباردة ، أما في فصل الصيف فيهب عليها الرياح الغربية والشمالية الغربية حيث تلطف حرارة شهور الصيف ، والرياح الشرقية والشمالية الشرقية وهي جافة حارة نسبياً ، ورياح الخماسينية تهب من المناطق الجنوبية وتكون حارة جافة محملة بالغبار . ()



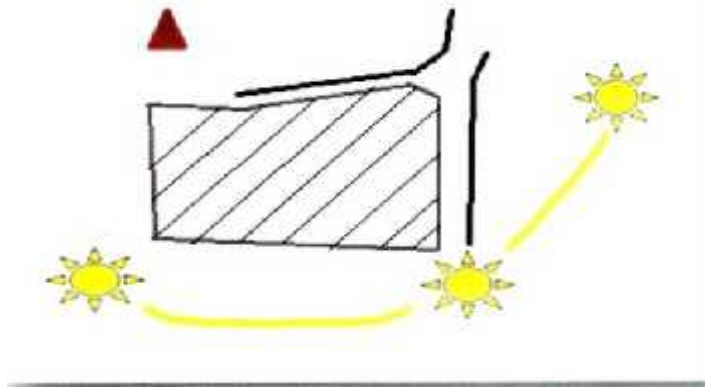
(-) الرياح التي تهب على الموقع

: بلدية الخليل. ()

- - :

إن دراسة حركة الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، لذلك يجب دراسة حركة الشمس بالموقع وتحديد مدة الاشعاع الشمسي وشدته ومعرفة الاتجاه المطلوب للحصول على الاضاءة المناسبة و تجنب الاشعة الحادة 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.

يصل معدل الاشعاع السنوي في مدينة الخليل الى . / يوم ، ويختلف هذا من شهر الى اخر فبينما يزداد معدل الاشعاع الشمسي في شهر تموز ليصل الى . / يوم ، كان أدنى معدل له ، / يوم في شهر () .



(-)

: بلدية الخليل. ()

النسبية ودرجة الحرارة : كمية

مدينة الخليل يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ مدينة الخليل يتباين تبعاً للتضاريس والمساحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، فيصل مجموع كمية الامطار السنوي الى ملم ويتراوح هذا من شهر الى اخر كما ويصل معدل الرطوبة النسبية في مدينة الخليل الى % ويتراوح بين % في شهر تشرين الثاني الى % في شهر كانون الثاني وابلول .
درجة مئوية سنويا .^(١)

المساقط الأفقية :-

تعددت طوابق المبنى بحيث تتيح الراحة اثناء استعماله وهي على النحو التالي :

- - :-

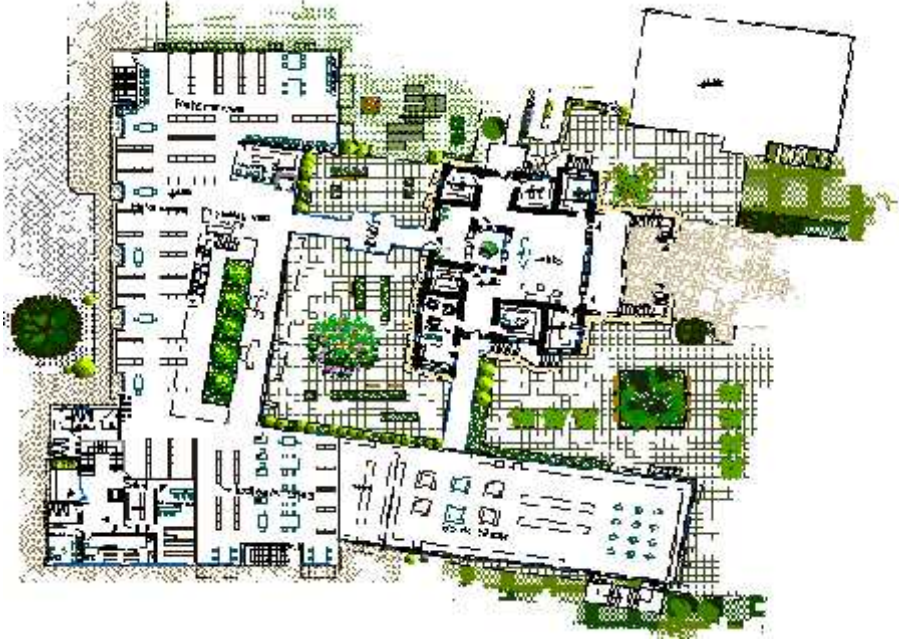
بق الأرضي بشكل عام لإحياء المبنى القديم حيث تم اعتباره متحف تاريخي للمدينة .
صيانة بالإضافة الى اماكن جمالية

وتاريخية متعددة . هو موضح في الشكل (-) .



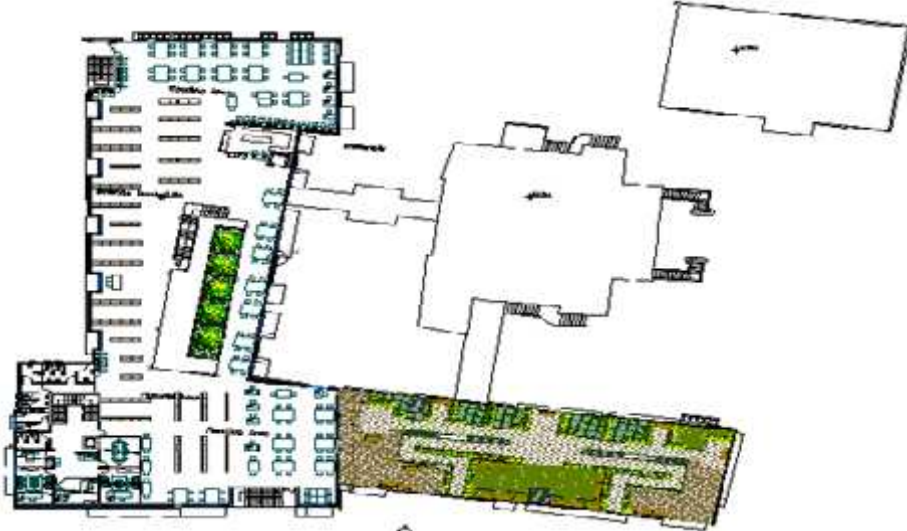
(-) :

- - :-
يشكل دخول الى المشروع المتمثل بالطابق الاول للبناء القديم ومن هنا تم عمل بعض الفراغات لإعادة احياء هذا المبنى من كافيتريا وامن وغرف لإيداع الحقائب ومد جسور باتجاهين للربط بين المبنى القديم والحديث ليتم الوصول الى معرض الكتاب من جهة والوصول الى فرا المكتبة من جهة اخرى ومن هنا يضم الطابق الأول للمكتبة فراغ المصادر والمراجع اليدوية والالكترونية وفراغ الدوريات والحركة العمودية المتمثلة بالأدراج والمصاعد وفراغ الخدمات الفنية التي يتم الوصول اليها من مدخل خلفي . هو موضح في الشكل (-) .



: (-)

- - :-
يضم الطابق الثاني فراغات القراءة التي تحتوي على الكتب العلمية والطبيعية بالإضافة الى استخدام القراءة الالكترونية في جميع اقسام المكتبة . ويضم فراغ الادارة الذي يشمل قيم المكتبة والادارة المالية وموظفيها وخدمة الاجازات . هو موضح في الشكل (-) .



(-)

- -
-:
يحتوي الطابق الثالث على فراغات القراءة التي تضم الكتب التاريخية والدينية . هو موضح
(-) .



(-) :

- الواجهات :-

واجهات زجاجية تحقق معنى العمارة الحديثة وتبرز جمال المبنى القديم حيث اتخذت طابع

وبما أن مشروع المكتبة بحاجة الى معالجات بيئية معينة فقد تم وضع كاسرات افقية وعمودية على
الواجهات تسمح لأشعة الشمس الغير مباشرة بالنفاذ الى داخل الفراغ المعماري .

- الواجهة الشمالية :

ويظهر فيها رئيسي وجمالية توزيع الكتل المعمارية .



(-) : الواجهة الشمالية .

- - الواجهة الجنوبية :

و يظهر فيها مدخ و تظهر الكتل المعمارية .



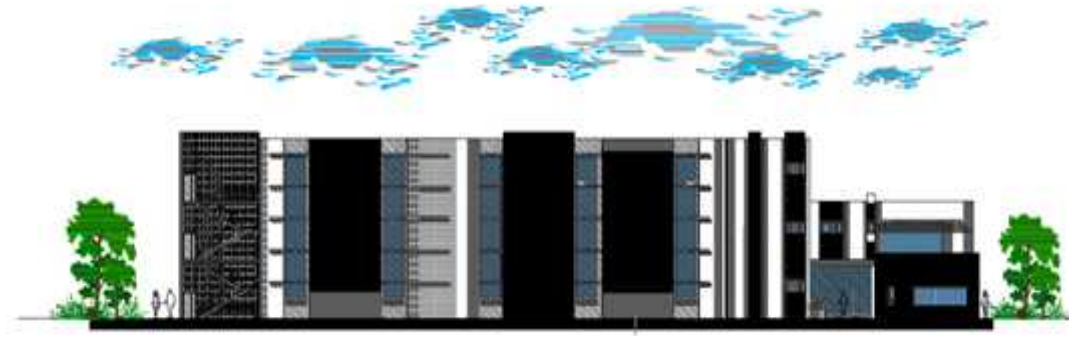
(-) :الواجهة الجنوبية الغربية .

- - الواجهة الشرقية :



(-) :الواجهة الشرقية .

- - الواجهة الغربية :



(-) :الواجهة الغربية .

تم تصميم بحيث ، حيث تم مراعاة الراحة والسهولة
في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية
خارج المباني و تعدد الطرق الموصلة إليها.

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في
المباني وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها .

يحتوي المشروع على مداخل متعددة وذلك لتسهيل التنقل والحركة داخل مباني المشروع حيث يوجد ثمانية

- وهو المدخل الرئيسي والوحيد للمبنى هذا ويقع على
- يمين المدخل الرئيسي لأرض المشروع وهو على شكل مدخل أرضي سهل الوصول إليه.
- المدخل الشرقي للمبنى القديم :
- للمبنى القديم " وهو على شكل جسر في الهواء يصل لمبنى المكتبة
- الى مدخل المبنى في الجهة المقابلة وهو على شكل درج بارتفاع طابق "book show"
- وهو لتسهيل الحركة من الجهة الشمالية
- حيث يصل هذا المدخل للجزء الخلفي للمكتبة " .

-
- .
 - الهدف من التصميم الإنشائي .
 - مراحل التصميم الإنشائي .
 - .
 - الاختبارات العملية .
 - العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .
 - .
 - .

- :-

إن عملية التصميم الإنشائي لأي منشأ هي عملية متكاملة غير قابلة فبعد الانتهاء من مرحلة تنتقل إلى مرحلة دراسة العناصر الإنشائية الموجودة في مختلف من أجل تحديد الـ مراعاة قابلية تنفيذ هذـ على أرض الواقع بحيث يكون المبنى ونحافظ على التصاميم المعمارية.

في هذه الفصل نجري دراسة للعناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة وجسور وأساسات وغيرها من العناصر والإنشائية كما سيتم أيضا تحديد قيم الأحمال المختلفة على كل عنصر من هذه العناصر ونوع هذه الأحمال من أحمال ميتة أو أحمال حية أو أحمال بيئية أخرى بحسب العنصر الإنشائي. كل ذلك وفقا للمتطلبات والمقاييس و المواصفات القياسية التي سنذكرها لاحقا.

- الهدف من التصميم

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الـ ياح . لذا لابد ان يراعى فيه المعايير التالية :

- ✓ (Safety) : يتم الوصول إليه من خلال اختيار العنصر الإنشائي القادر على مقاومة الأحمال و الإجهادات التي يتعرض لها بأمان.
- ✓ (Cost) : يتم تحقيقها عن طريق ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله المبالغة فيها .
- ✓ (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد المبنى معمارياً و تضعفه إنشائياً.
- ✓ .

- مراحل التصميم

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

-:-

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

. لمرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تقريد حديد التسليح.

- :-

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى وهي كما يلي:-

- - 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 تلازم المبنى بشكل

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية (-) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

(-) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

(kN/m ³)		
22		1
16		2
25		3
10		4
23		5

$$\text{kN/m}^2 1.5 = (\text{Partition})$$

- - الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة ، الأثاث، الاجهز ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات (-) يبين الأحمال الحية في المشروع والم

(-) الحية () .

(kN/m ²)	طبيعة الاستخدام	
5		1
3		2

- - الأحمال البيئية:

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى يمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

- - - أحمال الرياح :

أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني الأفقية 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، الكيلو نيوتن للمتر المربع (KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح والموقع من حيث الإحاطة وتتم مقاومة هذه الأحمال من خلال جدران القص التي يتم توزيعها بناء على الأحمال المؤثرة عليها.

وسيتم اعتماد الكود (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية ، وهذا يظهر جلياً في المعادلة التالية ، وباستخدام (-) الموضح فيما يلي :-

(-) سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الألماني DIN 1055-5⁽¹⁾

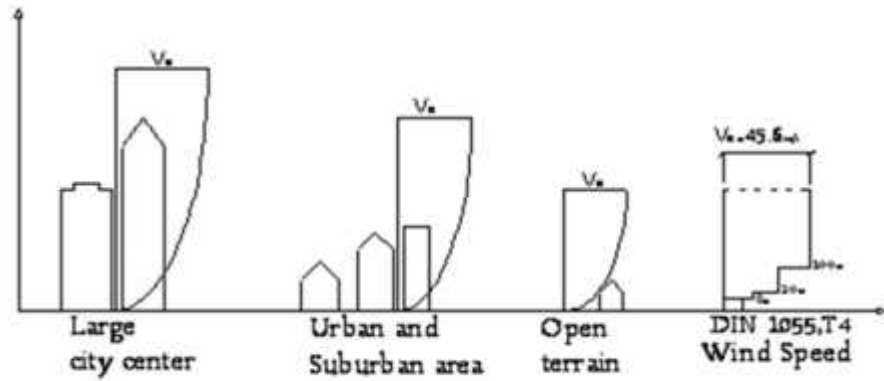
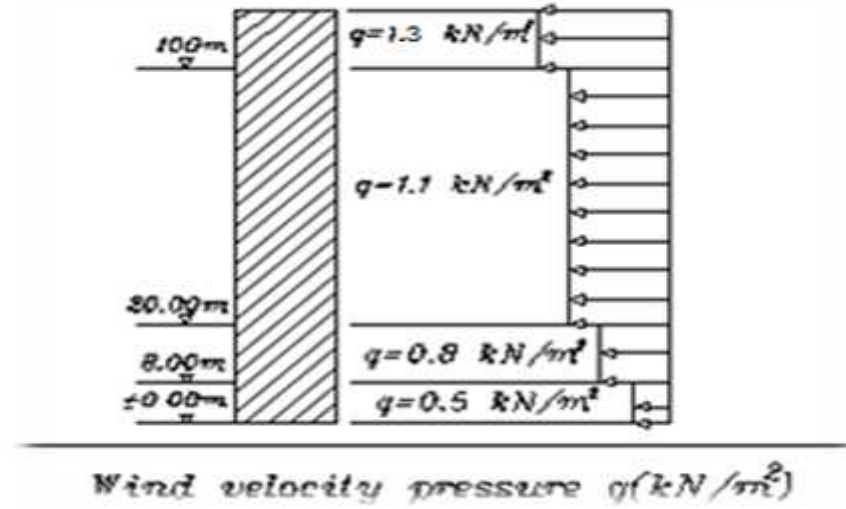
Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/m ²)	0.50	0.80	1.1	1.30

$$q = \frac{v^2}{1600} \text{ حيث أن :}$$

q : (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح المحيطة (KN/m^2).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

وبين الشكل (-) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به



(-) تأثير الرياح على المباني من حيث والبيئة المحيطة .

:- :-

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

-
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

(-) : ()

(KN /M ²)	(H) ()
0	h < 250
(h-250)/800	500 > h > 250
(h-400) / 320	1500 > h > 500

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (920) :

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$

$$s_L = \frac{920 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.3(\text{KN} / \text{m}^2)$$

:- - -

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية يتولد عنها عزوم منها عزم ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل .

- الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة عند البناء عليها وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) ميم أساسات المبنى.

- العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض متكاملة لا يعترضه أي شائبة منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها ، ومن أهم هذه العناصر: ور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

- - :

عبارة عن العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات . أسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية

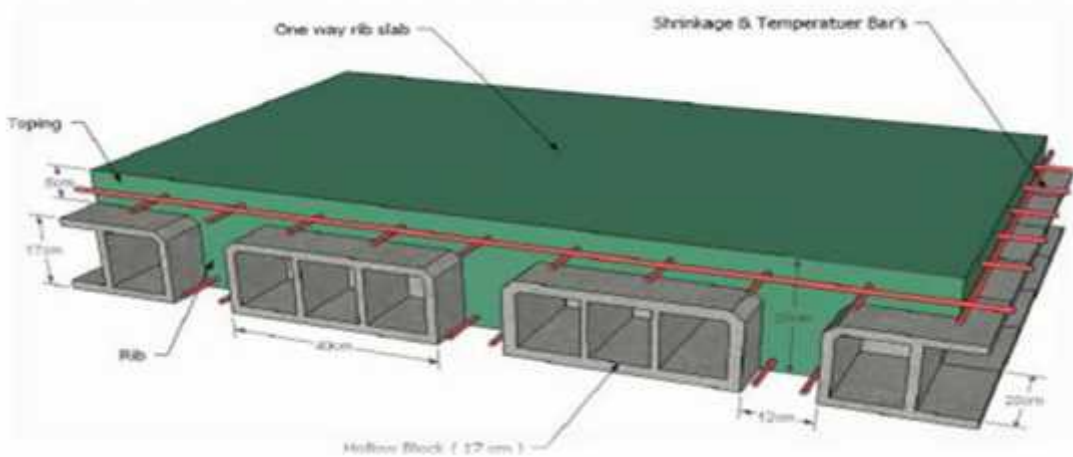
ديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعا للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

- . (One way ribbed slab).
- . عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
- . (one way solid slab) .
- . الاتجاهين (Two way solid slab) .

(One way ribbed slab)

- - -

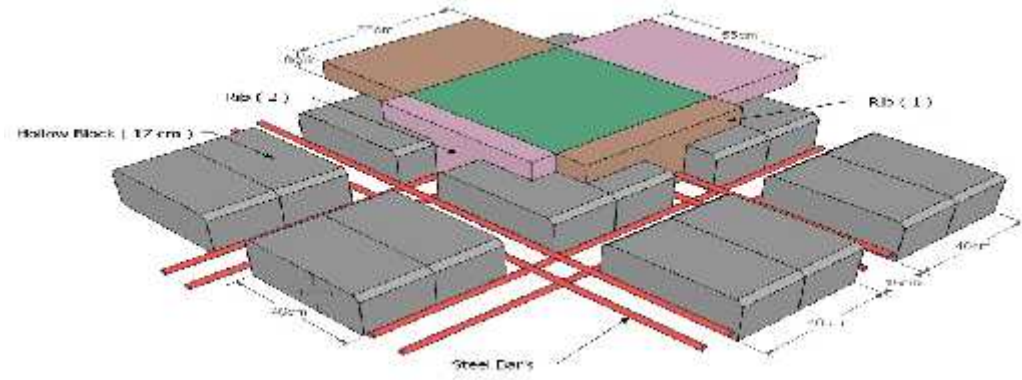
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها ويكون التسليح باتجاه كما هو مبين في الشكل (-)



(-)

عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs) - - -

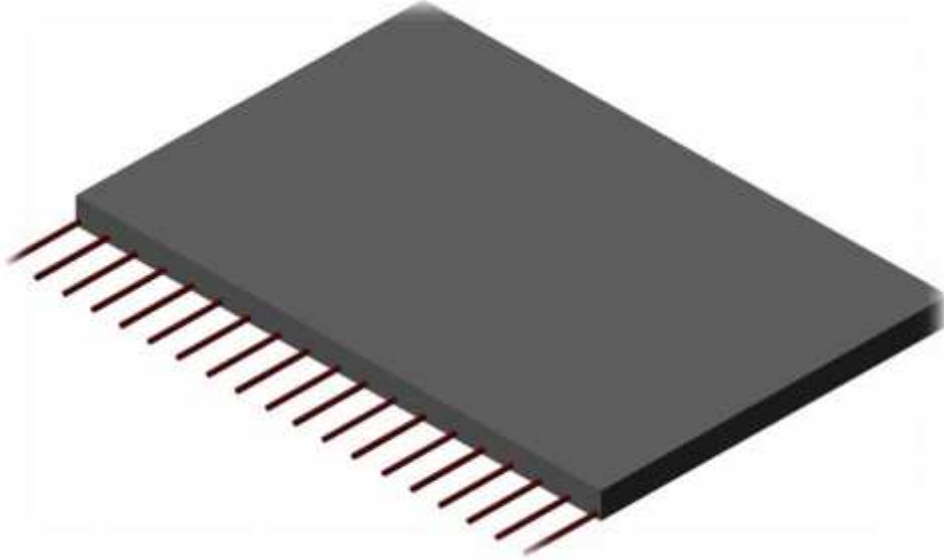
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين كما يظهر في الشكل (-):



(-) عقدة العصب ذات الاتجاهين.

:(One way solid slab) - - -

المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية (-):-



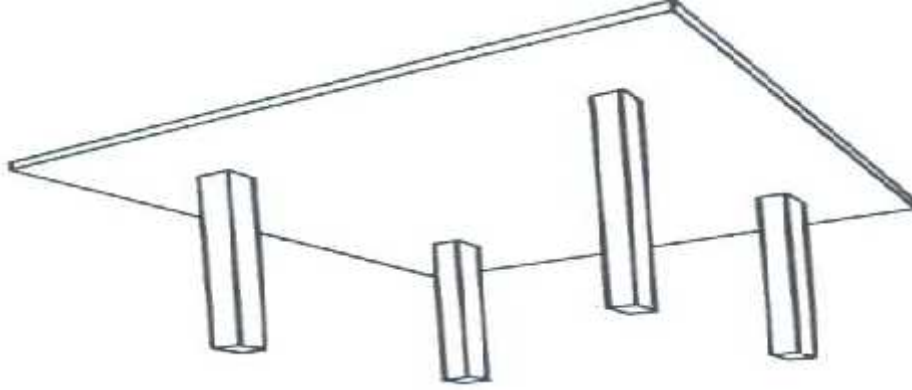
(-)

الاتجاهين (Two way solid slab) - - -

هي البلاطات المستطيلة المرتكزة على اطرافها الاربعة ، اذا كانت نسبة المستطيله تقل عن .

- - - Flat plate :

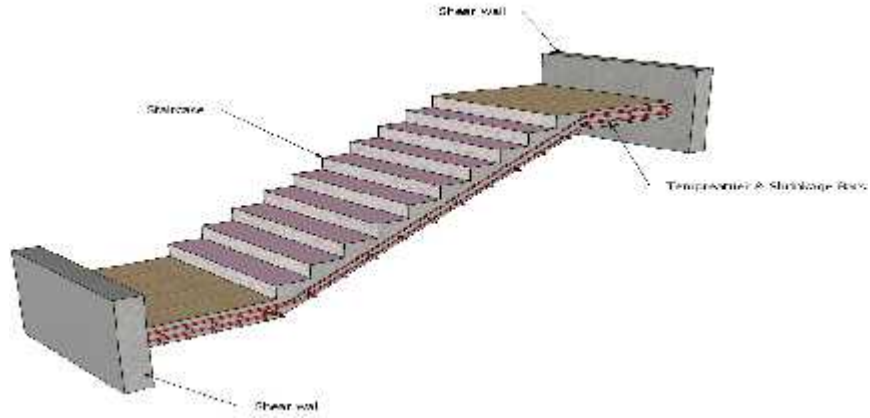
و تم استخدامها في حالة عدم تنظيم في توزيع .



. Flat Plate - : (-)

- - :

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد . (-)



. - : (-)

- - :

حيث تقسم :

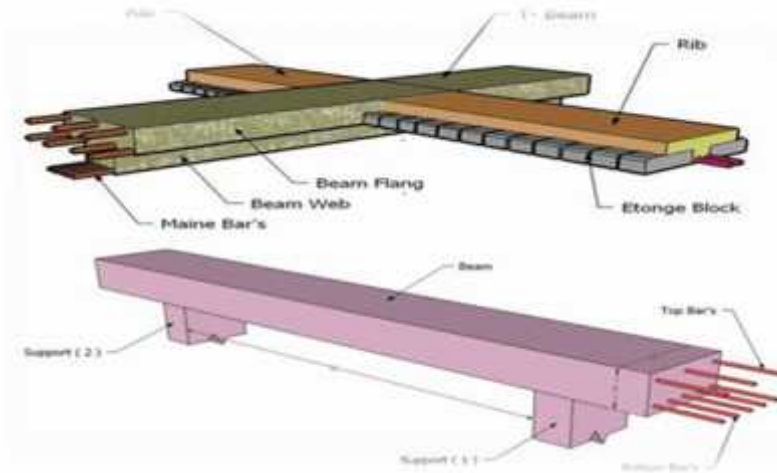
وهي عناصر أساسية في المبني تقو

(Rectangular) -

. (T-section) -

.(L-section) -

(-) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



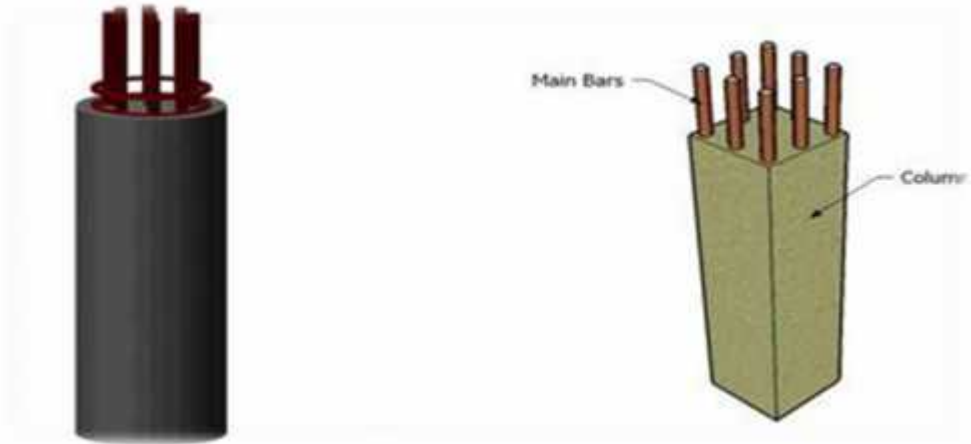
-(-) :-

- - :

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم :

- الأعمدة القصيرة (short column). وهي الأعمدة التي يكون الفشل فيها نتيجة تحطم الخرسانة أو وصول الاجهادات في الحديد الى حد .
- الأعمدة الطويلة (long column). يجب الأخذ بعين الاعتبار تأثير الانبعاج والنحافة في التصميم ، التي بدورها تضعف من قوة تحمل العمود مقارنة بالأعمدة القصيرة .

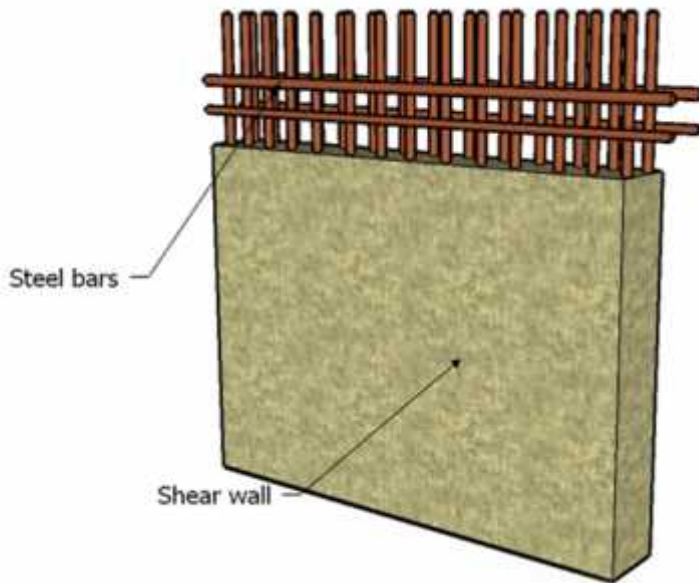
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على ثلاثة أنواع من الأعمدة: هـ المستطيلة والدائرية (-) .



(-) :- .

- - :

هي الجدران التي تحيط ببيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحياناً في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (-).



(-) .

- - :

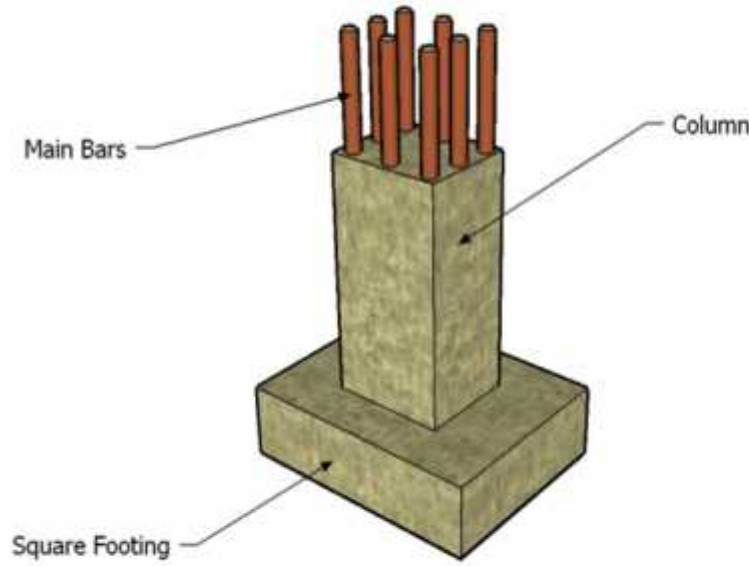
الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة وهي على عدة أنواع كما يلي:-

(Isolated footing) -

(Compound footing) -

أساسات شريطية (Strip footing) -

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



(-)

(Expansions Joints) -

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد العادية كما يلي :

- لمناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
-
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و
- وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الاستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال

- برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

.AutoCAD (2007,2010) for Drawings Structural and Architectural .

.Microsoft Office (2010) For Text Edition .

Atir 12 .

Etabs .

Excel .

Safe .

Chapter 4

Structural Analysis And Design

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Determination of one way ribbed slab thickness .

4.4 Design of topping.

4.5 Design of one way Rib slab(R1) .

4.6 Design of Beam (B2) .

4.7 Design of column (C63).

4.8 Design of stair (ST3) .

4.9 Design of isolated footing (Cb.F-4).

4.10 Design of Basement wall(BS.W.1).

4.11 Design of shear wall (SW8).

4.1: Introduction

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

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

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

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m³.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m³.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m³.

4.2 Design method and requirements:

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

✓ **Strength design method:**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,
Strength provided strength required to carry factored loads.

NOTE:

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

- ✓ Code : ACI 2008
 UBC

✓ Material :

Concrete: B300.... $f_c' = 30 \text{ N/mm}^2 (\text{MPa})$ For circular section
 . but for rectangular section ($f_c' = 30 * 0.8 = 24 \text{ MPa}$)

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement { $f_y = 420 \text{ N/mm}^2 (\text{MPa})$ }

Mild steel : A-36

Connection Type : Weld , Bolts

✓ **Factored loads:**

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

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

4.3 Determination of one way slab thickness :

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of non prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5-a), as follows:

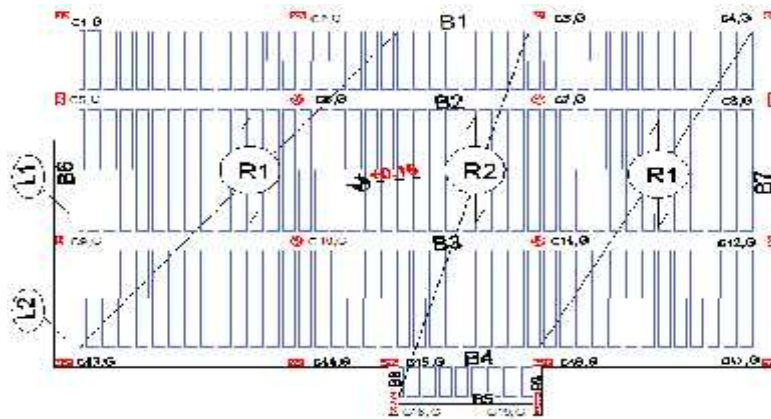


Fig. (4-1) Spans location (Ground Floor)

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = L/18.5$$

$$= 466.9 / 18.5 = 25.22 \text{ cm.}$$

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L/21$$

$$= 570.1 / 21 = 27.15 \text{ cm}$$

Selected h = 28

✓ **Load Calculation:****One - way ribbed slab.**

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

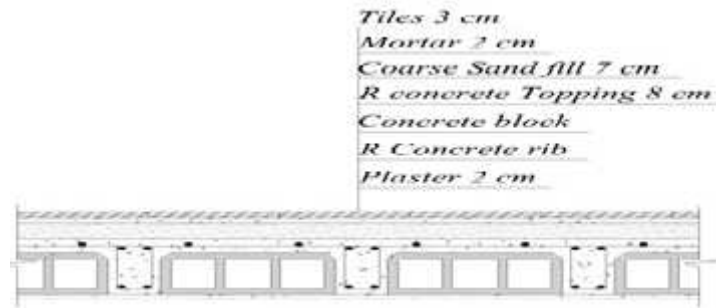


Fig. (4-2) One way rib slab

Effective Flange width (b_E)

ACI-318-08 (8.12.2)

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

$$b_E = 2360 / 4 = 590 \text{ mm}$$

$$b_E = 120 + 16 t = 120 + 16 (80) = 1400 \text{ mm}$$

$$b_E = 520 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{control}$$

Dead load calculations:

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

Table (4-1) Dead Load Calculation.

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Rib	$0.12 \times 0.20 \times 25 = 0.6 \text{ KN/m}$
2	Top Slab	$0.08 \times 0.52 \times 25 = 1.04 \text{ KN/m}$
3	Plaster	$0.02 \times 0.52 \times 22 = 0.229 \text{ KN/m}$
4	Sand Fill	$0.07 \times 0.52 \times 16 = 0.582 \text{ KN/m}$
5	Tile	$0.03 \times 0.52 \times 23 = 0.3589 \text{ KN/m}$
6	Mortar	$0.02 \times 0.52 \times 22 = 0.229 \text{ KN/m}$
7	Partition	$1.5 \times 0.52 = 0.78 \text{ KN/m}$
8	Block	$0.4 \times 0.2 \times 10 = 0.8 \text{ KN/m}$
		4.62
		KN/m

Live load calculations:

For library the live load is 5 KN/m²

Live load = $5 \times 0.52 = 2.60$ KN/m of rib

4.4 : Design of Topping:**Design of Topping for Ribbed Slab:****Material :**

$$f_c' = 24 \text{ MPA}$$

$$f_y = 420 \text{ MPA}$$

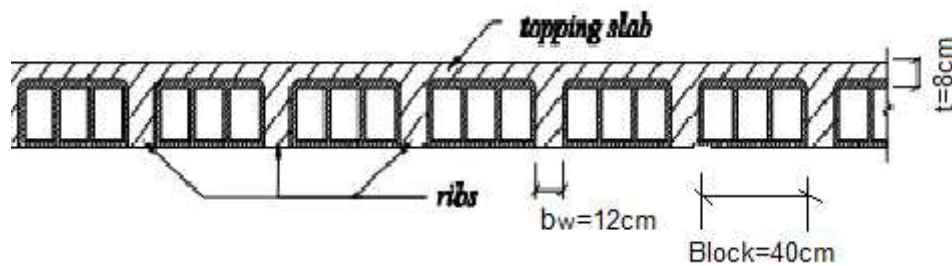


Fig. (4-3) Topping of slab

4.4.1: Dead load calculations:

Table (4-2) Topping Dead Load Calculation

Dead load from	$d \times \gamma \times 1$	KN/m ²
Tiles	$0.03 \times 23 \times 1$	0.69
Mortar	$0.02 \times 22 \times 1$	0.44
Coarse Sand	$0.07 \times 16 \times 1$	1.12
Topping	$0.08 \times 25 \times 1$	2.00
Interior Partitions	1.50	1.50
		5.75

4.4.2: Live load calculations:

Live Load = $5 \times 1 = 5$ KN/m.

4.4.3: Total Factored Load:

$$\begin{aligned} W_u &= (1.2 \times 5.75) + (1.6 \times 5) \\ &= 14.90 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

→ For a one meter strip $W_u = 14.90$ KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{W_u \times l^2}{12}$$

$$M_u = \frac{14.90 \times 0.4^2}{12} = 0.1987 \text{ KN.m}$$

$$f_r = 0.42 \times \sqrt{f_c'} \quad \text{ACI-318-08 (22.5.1)}$$

$$\begin{aligned} f_r &= 0.42 \times \sqrt{24} = 2.0576 \text{ MPa} \\ &= 2.0576 \times 1000 = 2057.6 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$M_n = f_r \times s$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times 0.08^2}{6} = 1.067 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$M_n = 2057.6 \times 1.067 \times 10^{-3} = 2.195 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.55 \times 2.195 = 1.21 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 1.21 \text{ KN.m} > M_u = 0.1987 \text{ KN.m}$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018 \quad \text{ACI-318-08 (7.12.2.1)}$$

$$A_s = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2 / \text{m strip}$$

Try bars $\Phi 8$ with $A_s = 50.27 \text{ mm}^2$

$$\text{Bar numbers } n = \frac{A_s}{A_{sW8}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$$

Step (S) is the smallest of :-

$$1) 3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{control} \quad \text{ACI-318-08 (10.5.4)}$$

$$2) 450 \text{ mm}$$

$$3) s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm} \quad \text{but}$$

$$s \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300mm \quad \text{ACI-318-08 (10.6.4)}$$

4) Take Φ 8 @200mm in both direction $S = 200mm < S_{max} = 240mm \dots ok$

Use Mesh Φ 8 -20 cm

4.5 : Design of Rib :

Design Rib 1:

Material :

$f_c' = 24 \text{ MPA}$

$f_y = 420 \text{ MPA}$

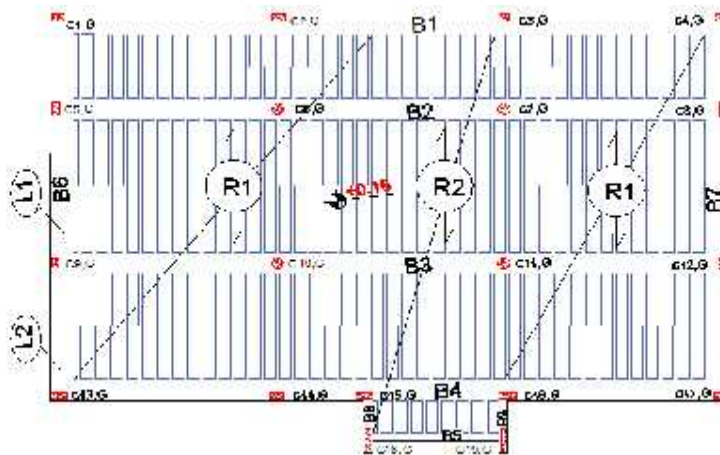


Fig. (4-4) Rib location

BY using "Atir" software for the following values of the envelope moment and shear diagram:

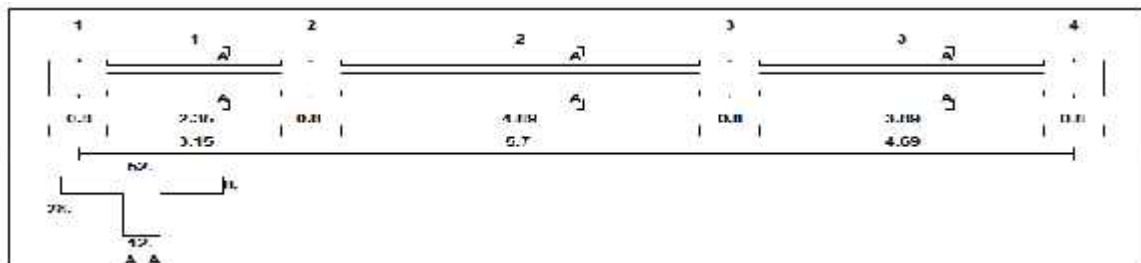


Fig (4-5): Rib(1) Geometry.

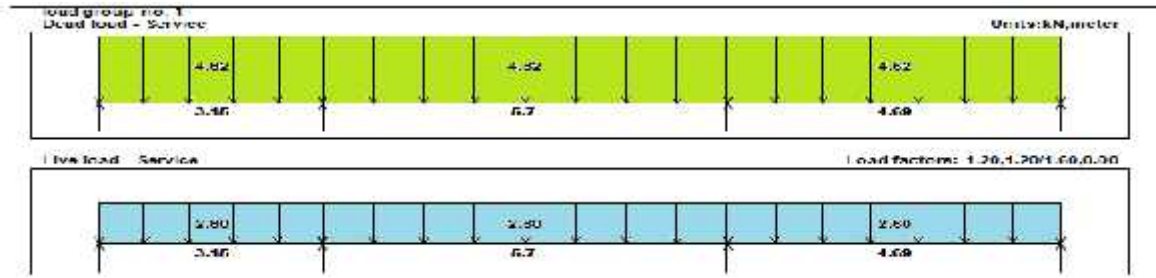


Fig (4-6) : Loading of Rib(1)

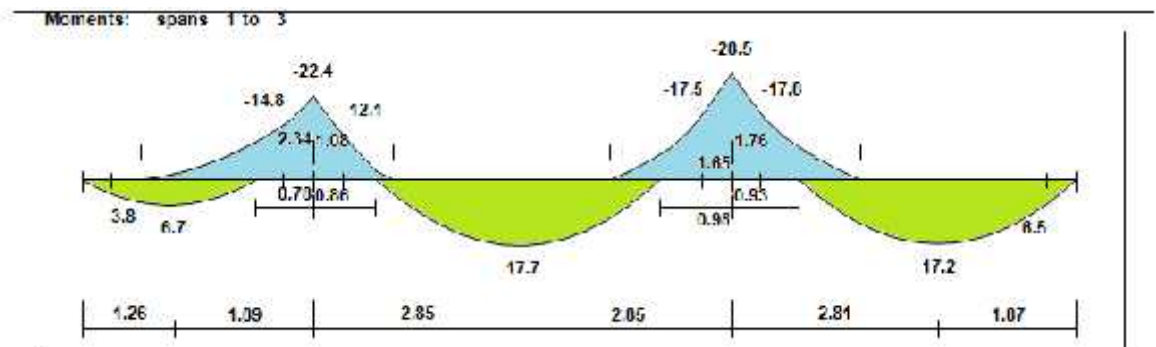


Fig. (4 -7) Moment Diagram for Rib(1) -(KN.m).

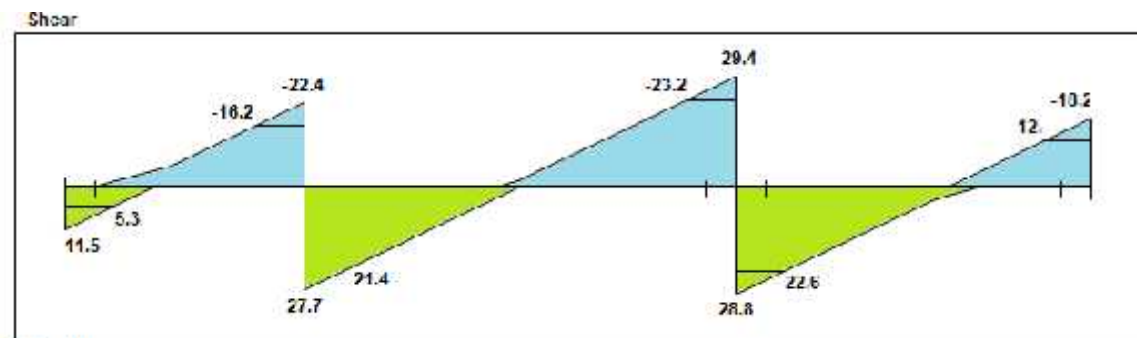


Fig. (4 -8) Shear Diagram for Rib(1) -(KN).

4.5.1:Design of Positive Moment for Rib1 :

M_u max positive for span(2) = 17.70 kN.m

Assume bar diameter Φ 12 for main positive reinforcement :-

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{db}{2} = 280 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 244mm$$

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

For hf = 0.08 m

$$b_E = 3.7 / 4 = 92.5 \text{ cm}$$

$$b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = 52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{control}$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times f'c' \times b \times hf \times \left(d - \frac{hf}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.244 - \frac{0.08}{2}\right) = 186.301 \text{ KN.m}$$

$$\Phi Mn = 186.301 \text{ KN.m} > M_u = 17.70 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(244) = 85.38 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(324) = 129.6 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(17.70 / 0.9) \times (10)^{-3}}{(0.52)(0.244)^2} = 0.635 \text{ MPA}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.635 \times 20.59}{420}} \right) = 0.001536$$

$$A_s = 0.001536 (520) (244) = 195.0 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 97.60 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 197/113 = 1.73 \quad * \text{ Note } A_{12} = 113 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2 12

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 226 \text{ mm}^2$$

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{38.77}{0.85} = 45.6 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{244 - 45.6}{45.6} \times 0.003 = 0.0130$$

$$v_s = 0.0130 > 0.005$$

Ok.....

Design of Positive Moment for Rib1 :

M_u max positive for span(1) = 6.70 kN.m

$$\Phi Mn = 186.30 \text{ KN.m} > M_u = 6.70 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(244) = 85.38 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(244) = 97.60 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(6.70 / 0.9) \times (10)^{-3}}{(0.52)(0.244)^2} = 0.241 \text{ MPA}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.241 \times 20.59}{420}} \right)$$

$$\dots = 0.000577$$

$$A_s = 0.000577 (520) (244) = 73.21 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 97.60 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 97.60 / 79 = 1.24$$

$$* \text{ Note } A_{10} = 79 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2 10

Total A_s (provide) = 158 mm²

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$158 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.25 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{6.25}{0.85} = 7.35 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{244 - 7.35}{7.35} \times 0.003 = 0.097$$

$$v_s = 0.097 > 0.005$$

Ok.....

4.5.2: Design of Negative Moment for Rib :

According to ACI 8.9.3 — for beams built integrally with supports, design on the basis of moments at faces of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support (2) is $M_u = 17.80 \text{ kN.m}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(244) = 85.38 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(17.80 / 0.9) \times (10)^{-3}}{(0.12)(0.244)^2} = 2.77$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.77 \times 20.59}{420}} \right) = 0.00712$$

$$A_s = 0.00712 (120) (244) = 208.5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 97.60 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 208.5 / 113 = 1.85$$

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

Select top bars 2 12

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 226 \text{ mm}^2$$

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{38.77}{0.85} = 45.6 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{244 - 45.6}{45.6} \times 0.003 = 0.0131$$

$$v_s = 0.0131 > 0.005$$

Ok.....

The maximum negative moment at the face of support(1) is Mu =14.80 kN.m

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d)$$

ACI-318-08 (10.5.1)

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(244) = 85.38 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(14.80 / 0.9) \times (10)^{-3}}{(0.12)(0.244)^2} = 2.30$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.30 \times 20.59}{420}} \right) = 0.00583$$

$$A_s = 0.00583 (120) (244) = 170.70 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 97.60 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 170.70 / 113 = 1.51$$

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

Select top bars 2 12

Total $A_{s \text{ (provide)}} = 226 \text{ mm}^2$

Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{38.77}{0.85} = 45.61 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{244 - 45.61}{45.61} \times 0.003 = 0.013$$

$$v_s = 0.013 > 0.005$$

Ok.....

4.5.3: Design of shear for rib :

The maximum shear force at the distance **d** from the face of support **Vu = 23.20 kN**
Shear strength, **Vc**, provided by concrete for the ribs may be taken 10% greater than that for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and the closely spaced ribs (ACI Code, Section 8.13.8).

✓ **For middle spans** $Vu_{\text{critical}} = 23.20 \text{ kN}$

Use 8 with two legs

$$A_v = 2 \times 50.24 = 100.48 \text{ mm}^2$$

$$1.1 \times V_c = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$1.1 \times V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.244 \times 1000 = 17.93$$

- $Vu \leq 1.1 \times \frac{1}{2} \times \Phi V_c$

$$1.1 \times \frac{1}{2} \times \Phi V_c = \frac{1}{2} \times 1.1 \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$1.1 \times \frac{1}{2} \times \Phi V_c = 1.1 \times \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.244 \times 1000 = 9.86 \text{ kN}$$

$$Vu > 1.1 \times \frac{1}{2} \times \Phi V_c \dots \text{not control}$$

- $1.1 \times \frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq 1.1 \times \Phi V_c$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.244 \times 1000 = 17.93$$

$$1.1 \times \Phi V_c = 19.72 < V_u = 23.2 \text{not control}$$

- $1.1 \times \Phi V_c < V_u \leq \Phi(1.1 \times V_c + V_{s, \min})$

$V_{s, \min}$ is the maximum of :

- $\frac{\sqrt{f_c'}}{16} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{24}}{16} \times 0.12 \times 0.244 \times 1000 = 8.965$

- $\frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 0.12 \times 0.244 \times 1000 = 9.76 \text{ KN.....control}$

$$V_{s, \min} = 9.76 \text{ KN}$$

$$\Phi \times 1.1 \times V_c < V_u \leq \Phi \times (1.1 \times V_c + V_{s, \min})$$

$$19.72 < 23.20 \leq 0.75 (1.1 \times 17.93 + 9.76) \text{not control}$$

- $(1.1 \times \Phi V_c + \Phi V_{s, \min}) > V_u \quad 1.1 \times \Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$

$$\Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 0.12 \times 0.244 \times 1000 = 35.89 \text{ KN}$$

$$1.1 \times \Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 1.1 \times 17.93 + 35.89 = 55.61 \text{ KN} > V_u = 23.20 \text{ KN}$$

.....case 4 control

Shear Reinforcement is required :

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 244 \times 10^{-3} = 23.91 \text{ KN}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = \frac{23.20}{0.75} - 23.9 = 7.03 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 \times 50.24 \times 244 \times 420 \times 10^{-3}}{7.03} = 1464.75 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = d / 2 \quad \text{or} \quad S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 244 / 2 = 122 \text{ mm} \text{ control} \quad \text{or} \quad S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

$$S = 1464.75 \text{ mm} > S_{\max} = 122 \text{ mm}$$

Take $S=125\text{mm}$

Use 2-Leg 8 – 12.5 cm

✓ **For end spans** $V_{u \text{ critical}} = 12.0 \text{ kN}$

Use 8 with two legs

$$A_v = 2 \times 50.24 = 100.48 \text{ mm}^2$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.244 \times 1000 = 17.93$$

$$1.1 \times \frac{1}{2} \times V_c = 1.1 \times \frac{1}{2} \times 17.93 = 9.86 \text{ kN} < V_u = 12.0 \text{ kN} < *1.1* V_c = 19.72 \dots \text{Case 2}$$

control

Minimum shear reinforcement is required **except for concrete joist construction. So, No shear reinforcement is provided.**

Use 8-20cm

4.6 : Design of Beam (B2):

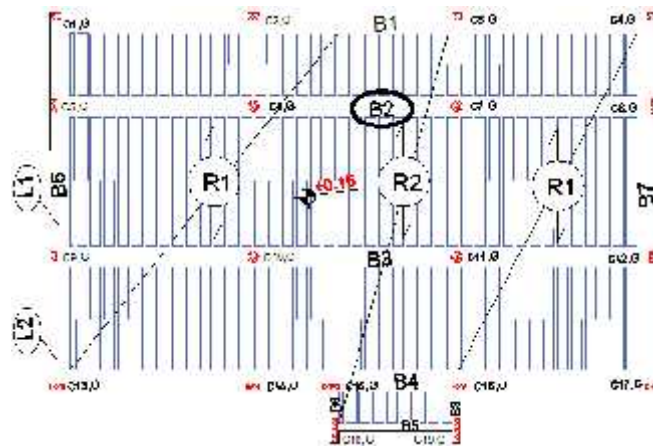


Fig. (4-9) Beam location

Material :

$$f_c' = 24 \text{ MPA}$$

$$f_y = 420 \text{ MPA}$$

4.6.1: Load calculations for Beam 2:

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam (2) can be defined from the support reactions of the rib (2).

Table (4-3) support reactions of the Rib(2)

Factored					
U _{max} R	1.13	19.02	30.30	27.51	1.01
U _{min} R	4.54	18.64	23.04	22.54	6.23
Max R	8.17	58.46	61.83	60.06	10.87
Min R	2.80	20.08	10.17	33.26	1.08
Service					
Dead R	0.93	10.52	25.74	22.93	3.07
Live R	3.03	11.85	14.38	14.38	3.3
Max R	4.07	25.77	10.7	37.01	7.78
Min R	-1.55	15.60	31.54	26.52	2.14

4.6.1.1: Dead Load calculations:

The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for rib(2) upon beam(2) is **22.93 KN** . The distributed Dead Load from the Rib(2) on Beam (2):

$$W_{DL \text{ from rib1}} = \frac{22.93}{0.52} = 44.10 \text{ KN / m}$$

The load from self weight(T-section)

$$DL = 0.28 \times 25 \times 0.8 + 0.5 \times 0.32 \times 25 = 9.60 \text{ KN/m}$$

4.6.1.2: Live load calculations:

The maximum support reaction (factored) from Live Loads for rib2 upon beam 2 is **14.09 KN** . The distributed Live Load from the Rib 2 on Beam 2:

$$W_{LL\ from\ rib1} = \frac{14.09}{0.52} = 27.10\text{KN} / m$$

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

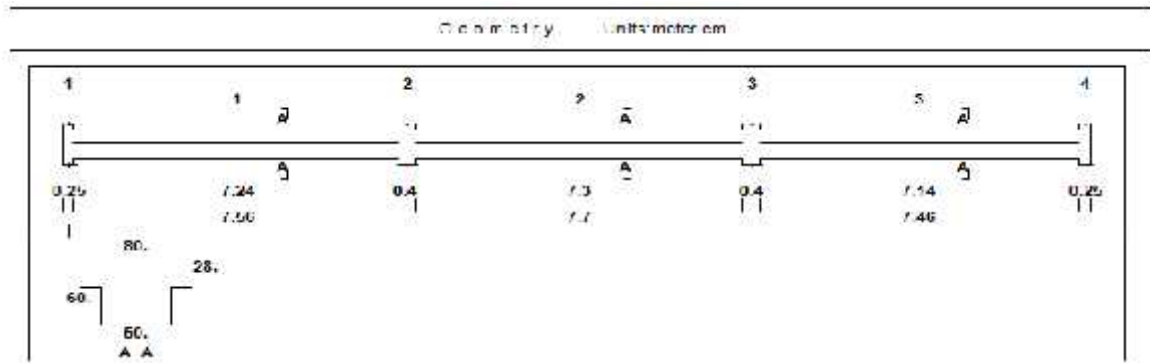


Fig. (4 -10) Spans length of Beam

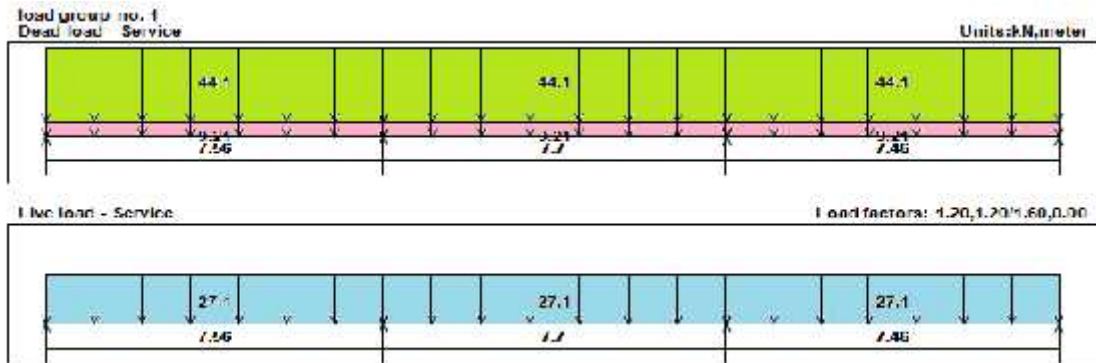


Fig. (4 -11) Factored Load of Beam-(KN.m).

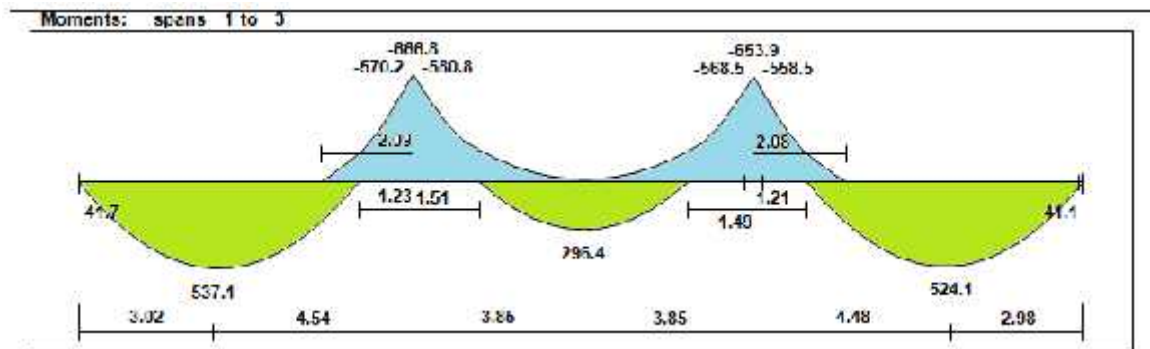


Fig. (4 - 12) Moment diagram for Beam -(KN.m).

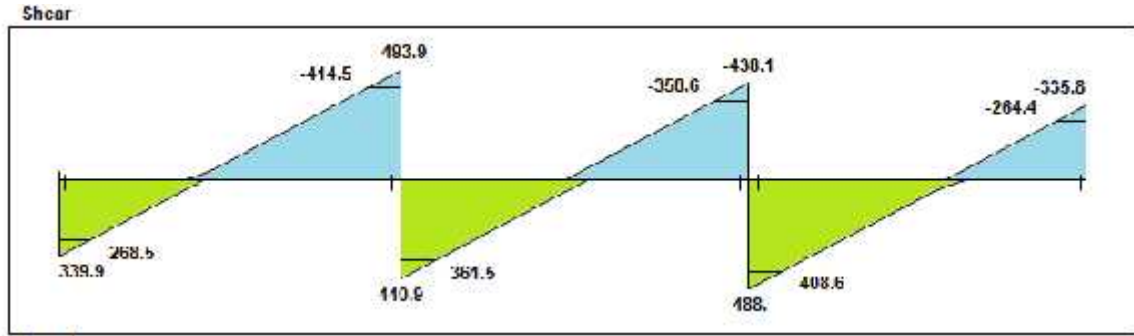


Fig. (4 -13) Shear diagram for Beam -(KN)

Assume bar diameter 18 for main reinforcement.

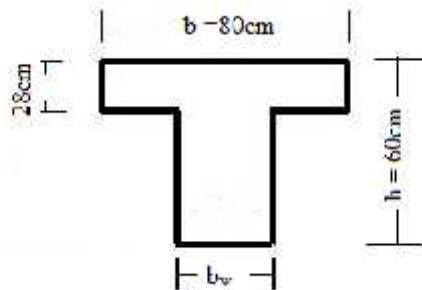


Fig. (4 -14) Beam Section

b_e is the minimum of :

- $b_e = 4 \times 50 = 200 \text{ cm}$
- $b_e = 80 \text{ cm} \dots \text{control}$

$b_w = 50 \text{ cm}$

$b_e = 80 \text{ cm}$

$h = 60 \text{ cm}$

$d = 60 - 4 - 0.8 - 1.8/2 = 54.30 \text{ cm}$

4.6.2: Design of negative moment for Beam 2 :

Take $M_{u_{max}} = 580.80 \text{ kN.m}$ from Atir program.

✓ Determine whether the beam will act as **rectangular or T – section:**

$$wMn = 0.9 \times 0.85 \times f'c' \times b \times hf \times (d - \frac{hf}{2})$$

$$wMn = 0.9 \times 0.85 \times 24 \times 0.50 \times 0.28 \times (0.543 - \frac{0.28}{2}) \times 1000 = 1035.87 \text{ KN.m}$$

$\Phi Mn = 1035.87 \text{ KN.m} > M_u = 580.80 \text{ KN.m}$

Design as a rectangular with $b_E = 80 \text{ cm}$

✓ **Check** whether the section will be act as **singly or doubly** reinforced section:

Maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

$$c = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} \times 543 = 232.71 \text{ mm .}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85 \times 232.71 = 197.80 \text{ mm .}$$

$$M_n \text{ max} = 0.85 \times f_c' \times a \times b \times (d - a/2)$$

$$= 0.85 \times 24 \times 0.1978 \times 0.5 \times (0.543 - 0.1978/2) \times 1000 = 896.0 \text{ KN .m}$$

$$M_n = 0.82 \times 896.0 = 734.72 \text{ kN .m}$$

$$M_n = 734.72 \text{ KN.m} > M_u = 580.8 \text{ KN.m}$$

** Design of beam as **singly** reinforcement concrete

$$k_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{580.8 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.50 \times (0.543)^2} = 4.38 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59 \text{ mm}^2 .$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (500)(543) \leq \frac{1.4}{420} (500)(543)$$

$$A_{s_{\min}} = 791.71 < 902 \longrightarrow \text{The largest control} = 902 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 902 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(4.38)}{420}} \right) = 0.0119$$

$$A_s = 0.0119(500)(543) = 3230.85 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 902 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{3230.85}{254.34} = 12.7$$

Note A₁₈ = 254.34 mm²

Select Top bars 13 18

Total A_{s (provide)} = 3306.42 mm²

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$3419.46 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 140.8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{140.8}{0.85} = 165.65 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{543 - 165.65}{165.65} \times 0.003 = 0.00683$$

$$v_s = 0.00683 > 0.005$$

Check for bar placement :

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 13 \times 18}{12} = 39.20 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

4.6.3: Design of positive moment :**Mu = 537.10 KN** from Atir program✓ Determine whether the rib will act as **rectangular or T – section:**

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times f_c' \times b \times hf \times \left(d - \frac{hf}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.28 \times \left(0.543 - \frac{0.28}{2}\right) \times 1000 = 1077.31 \text{ KN.m}$$

$$\phi Mn = 1077.31 \text{ KN.m} > M_u = 537.10 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 80 \text{ cm}$ ✓ **Check** whether the section will be act as **singly or doubly** reinforced section:Maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

$$C = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} \times 543 = 232.71 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 232.71 = 197.80 \text{ mm}$$

$$Mn \text{ max} = 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.85 \times 24 \times 0.1978 \times 0.8 \times \left(0.543 - \frac{0.1978}{2}\right) \times 1000 = 1433.60 \text{ KN.m}$$

$$Mn = 0.82 \times 1433.60 = 1175.55 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 1175.55 \text{ KN.m} > M_u = 537.1 \text{ KN.m}$$

** Design of beam as **singly** reinforcement concrete

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{537.1 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.543)^2} = 2.53 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (500)(543) \leq \frac{1.4}{420} (500)(543)$$

$$A_{s_{\min}} = 791.71 < 902 \longrightarrow \text{The largest is control} = 902 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 902 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.53)}{420}} \right) = 0.00645$$

$$A_s = 0.00645(800)(543) = 2801.88 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 902 \text{ mm}^2.$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{2801.88}{314} = 8.92$$

$$\text{Note } A_{20} = 314 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 9 20 mm.

$$\text{Total } A_{s(\text{provide})} = 2826 \text{ mm}^2 > 902 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$2826 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 72.73 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{72.73}{0.85} = 85.56 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{543 - 85.56}{85.56} \times 0.003 = 0.016$$

$$v_s = 0.016 > 0.005 \dots \text{ok}$$

Check for bar placement :

$$S = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 9 \times 20}{8} = 28.0 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

✓ For span 2:

Mu = 296.4 KN from Atir program

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{296.4 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.543)^2} = 1.4 \text{ Mpa}$$

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.40)}{420}} \right) = 0.00346$$

$$A_s = 0.00346 (800) (543) = 1503.024 \text{ mm}^2 .$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (500)(543) \geq \frac{1.4}{420} (500)(543)$$

$$A_{s_{\min}} = 791.71 < 902 \longrightarrow \text{The largest control} = 902 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 902 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{1503.024}{254.5} = 5.91$$

$$\text{Note } A_{18} = 254.5 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 6 18

$$\text{Total } A_{s_{\text{(provide)}}} = 1527 \text{ mm}^2$$

Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1527 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 39.3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{S_1}$$

$$c = \frac{39.3}{0.85} = 46.24 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{543 - 46.24}{46.24} \times 0.003 = 0.0322$$

$$V_s = 0.0322 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Check for bar placement :

$$S = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 6 \times 18}{5} = 59.2 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \text{ok}$$

4.6.4: Design of shear for Beam2 :

ACI – 318 – Categories for shear design:

✓ For middle support :

$$V_{u \text{ critical}} = 414.5 \text{ KN}$$

Use 10 with two legs

$$A_v = 2 \times 79 = 158 \text{ mm}^2$$

$$A_{10} = 79 \text{ mm}^2$$

$$1- \quad V_u \leq \frac{1}{2} \times \Phi V_c$$

$$\frac{wV_c}{2} = 0.75 \times \frac{1}{2} \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 500 \times 543 \times 10^{-3} = 83.13 \text{ KN}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

$$2- \quad \frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$wV_c = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} \times 500 \times 543 \times 10^{-3} = 166.3 \text{ KN}$$

$$V_u > V_c \dots \dots \text{not control}$$

$$3- \quad V_c \quad V_u \quad V_c + V_{s \text{ min}}$$

$V_{s, \text{ min}}$ is the maximum of :

- $\frac{\sqrt{f_c'}}{16} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{24}}{16} \times 0.5 \times 0.543 \times 1000 = 83.13 \text{ KN}$

$$\bullet \quad \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 0.50 \times 0.543 \times 1000 = 90.5 \text{ KN} \dots \text{control}$$

$$V_{s,\min} = 90.5 \text{ KN}$$

$$\Phi \times V_c < V_u \leq \Phi(V_c + V_{s,\min})$$

$$166.3 < 414.5 \leq 0.75 (166.3 + 90.5) \dots \dots \text{not control}$$

$$4- \quad \Phi V_c + \Phi V_{s,\min} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 0.50 \times 0.543 \times 1000 = 332.5 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 166.3 + 332.5 = 498.8 \text{ KN} > V_u = 414.5 \text{ KN}$$

.....case 4 control

Shear Reinforcement is required :

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 500 \times 543 \times 10^{-3} = 221.73 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c$$

$$V_s = \frac{414.5}{0.75} - 221.73 = 330.94 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 \times 79 \times 543 \times 420}{330.94 \times 1000} = 108.88 \text{ mm}$$

$$S_{\max} \quad d/2 \quad \text{or} \quad S_{\max} \quad 600 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 543/2 = 271.5 \text{ mm} \dots \dots \text{control} \quad \text{or} \quad S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

$$S = 108.88 \text{ mm} < S_{\max} = 271.5 \text{ mm}$$

Take $S = 100 \text{ mm}$

Use 2-Leg 10 – 10 cm

✓ **For end spans** $V_{u \text{ critical}} = 268.5 \text{ kN}$

Use 10 with two legs

$$A_v = 2 \times 79 = 158 \text{ mm}^2$$

$$1- \quad V_u \leq \frac{1}{2} \times \Phi V_c$$

$$\frac{wV_c}{2} = 0.75 \times \frac{1}{2} \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 500 \times 543 \times 10^{-3} = 83.13 \text{ KN}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

$$2- \quad \frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$wV_c = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} \times 500 \times 543 \times 10^{-3} = 166.3 \text{ KN}$$

$$V_u > V_c \dots \dots \text{not control}$$

$$3- \quad V_c < V_u < V_c + V_{s,\min}$$

$V_{s,\min}$ is the maximum of :

$$\frac{\sqrt{f_c'}}{16} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{24}}{16} \times 0.5 \times 0.543 \times 1000 = 83.13 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 0.50 \times 0.543 \times 1000 = 90.5 \text{ KN} \dots \dots \text{control}$$

$$V_{s,\min} = 90.5 \text{ KN}$$

$$\Phi \times V_c < V_u \leq \Phi(V_c + V_{s,\min})$$

$$166.3 < 268.5 \leq 0.75 (166.3 + 90.5) \dots \dots \text{not control}$$

$V_{s,\min}$ is the maximum of :

$$\bullet \quad \frac{\sqrt{f_c'}}{16} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{24}}{16} \times 0.5 \times 0.543 \times 1000 = 83.13 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 0.50 \times 0.543 \times 1000 = 90.5 \text{ KN} \dots \dots \text{control}$$

$$V_{s,\min} = 90.5 \text{ KN}$$

$$\Phi \times V_c < V_u \leq \Phi(V_c + V_{s,\min})$$

$$166.3 < 268.5 \leq 0.75 (166.3 + 90.5) \dots \dots \text{not control}$$

$$4- \quad \Phi V_c + \Phi V_{s,\min} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 0.50 \times 0.543 \times 1000 = 332.5 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 166.3 + 332.5 = 498.8 \text{ KN} > V_u = 268.5 \text{ KN}$$

\dots \dots \text{case 4 control}

Shear Reinforcement is required :

$$V_c = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 500 \times 543 \times 10^{-3} = 221.73 \text{ KN}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = \frac{268.5}{0.75} - 221.73 = 136.27 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{2 \times 79 \times 543 \times 420}{136.27 \times 1000} = 264.43 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = d / 2 \quad \text{or} \quad S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 543 / 2 = 271.5 \text{ mm} \dots \text{control} \quad \text{or} \quad S_{\max} = 600 \text{ mm}$$

$$S = 264.43 \text{ mm} < S_{\max} = 271.5 \text{ mm}$$

Take $S = 250 \text{ mm}$

Use 2-Leg 10 – 25 cm

4.7 : Design of Column (63):

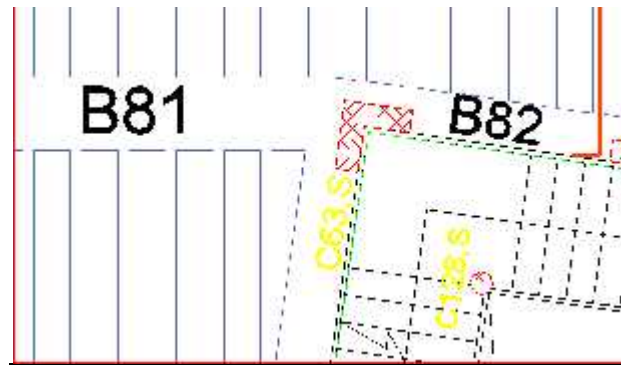


Fig. (4 -15) Column (63) Location

Column	Column Dimensions	f_c'	f_y
Col . 63	70*35 cm	24 Mpa	420Mpa

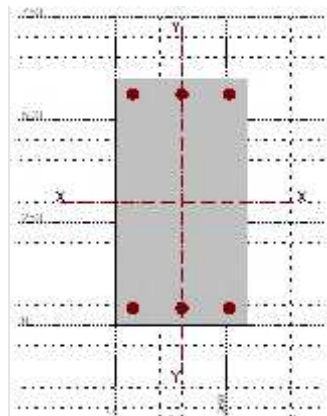


Fig. (4 -16) Column (63)

DL = 800 KN

LL = 350 KN

Pu = 1520 KN

- **In 0.70 m-Direction (about x axis)**

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ 0.3 hFor rectangular section

$$L_u = 4.6 - 0.6 = 3.8 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

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

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{..... ACI - (10.12.2)}$$

$$\frac{1 \times 3.8}{0.3 \times 0.70} = 18.1 \leq 22$$

\therefore short Column about x - axis

- In 0.35 m-Direction (about y axis)

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{..... ACI - (10.12.2)}$$

L_u : Actual unsupported (un braced) length.

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

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ 0.3 hFor rectangular section

$$L_u = 4.6 - 0.6 = 3.8 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

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

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{..... ACI - (10.12.2)}$$

$$\frac{1 \times 3.8}{0.3 \times 0.35} = 36.19 \geq 22$$

\therefore long Column about y - axis

• **In 0.70 m-Direction (about x axis)**

$$EI = 0.4 \frac{E I_g}{1 + S_d} \dots\dots\dots [ACI 318 - 05 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025 \text{ Mpa}$$

$$S_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (800)}{1520} = 0.632 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{700 \times 350^3}{12} = 2.501 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025 \times 2.501}{1 + 0.632} = 14114.1 \text{ kN.m}^2$$

$$P_c = \frac{f^2 EI}{(KLu)^2} \dots\dots\dots ACI 318 - 05 (Eq. 10 - 13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 14114.1}{(1.0 \times 3.8)^2} = 9637.1 \text{ kN.}$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \dots\dots\dots ACI 318 - 05 (Eq. 10 - 16)$$

$$Cm = 1 \dots\dots \text{According to ACI 318 - 05 (10.10.6.4)}$$

$$u_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI 318 - 05 (Eq. 10 - 12)$$

$$u_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1520}{0.75 \times 9637.1}} = 1.27 > 1 \text{ and } \leq 1.4$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 350 = 25.5 \text{ mm} = 0.0255 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} \times u_{ns} = 0.0255 \times 1.27 = 0.0324 \text{ m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0324}{0.70} = 0.046$$

$$d = 700 - 40 - 10 - (25/2) = 637.5 \text{ mm}$$

$$40 + 10 + (25/2) = 62.5 \text{ mm} = d'$$

$$= \frac{d - d'}{h} = \frac{637.5 - 62.5}{700} = 0.80$$

$$\frac{\Phi P_n}{bh} = \frac{P_u}{bh} = \frac{1520 \times 1000}{700 \times 350} * 0.145 = 0.9$$

$F_c' = 24 \text{ MPa} = 3.48 \text{ Ksi}$, and $F_y = 420 \text{ MPa} = 60 \text{ Ksi}$

From the interaction diagram in chart by interpolation : $\rho = 0.01$

Select the longitudinal bars:

$$A_s = \rho A_g = 0.01 \times 700 \times 350 = 2450 \text{ mm}^2$$

use 8 $\emptyset 20 \Rightarrow A_s = 2512 \text{ mm}^2$, in each direction of L-section column .

Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:-

$$\text{spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.5 = 40 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq \text{least.dim.} = 35 \text{ cm}$$

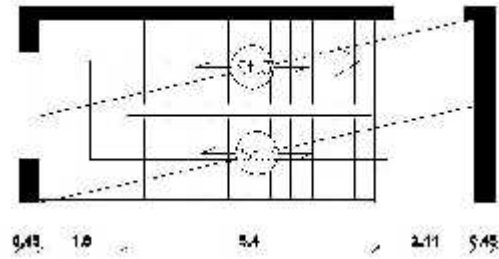
Use W10 @ 25 cm

4.8 : Design of Stair (3):

$$h = (4.6) / 20 = 0.23 \dots$$

h = 25 cm	$f_c' = 24$ MPa	$f_y = 420$ MPa
Rise=17cm	Run=30 cm	Height=4.4m

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\text{rise}}{\text{run}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{170}{300}\right) = 29.54^\circ$$

**4.8.1: Flight Dead Load computation :-****Fig . (4-17) Stair(3) location**

The structural system & Dead load calculation :-

No.	Material	Quality Density (KN/m ³)	W (KN/m)
1	Tiles	27	$\frac{0.35 + 0.17}{0.3} \times 0.03 \times 27 = 1.404$
2	Mortar	22	$\frac{0.35 + 0.17}{0.3} \times 0.02 \times 22 = 0.689$
3	Stair steps	25	$\frac{0.3 \times 0.17}{0.3 \times 2} \times 25 = 2.125$
4	R.C solid slab	25	$\frac{0.25 \times 25}{\cos 29.54} = 7.18$
5	Plaster	22	$\frac{0.02 \times 22}{\cos 29.54} = 0.506$
Total Dead Load (KN/m)			11.904 (KN/m)

Live Load = 5 KN/m

4.8.2: Landing Dead Load computation :-

No.	Material	Quality Density (KN/m ³)	$\gamma \times h \times 1$
1	Tiles	23	$23 \times 0.03 \times 1 = 0.69$
2	Mortar	22	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
3	R.C solid slab	25	$25 \times 0.25 \times 1 = 6.25$
4	Plaster	22	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Total Dead Load (KN/m)			7.82

Live load= 5 KN/m

Total Factored Load :

$$W = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ L.L}$$

$$\text{For flight } w = 1.2 \times 11.904 + 1.6 \times 5 = 22.28 \text{ KN/m}$$

$$\text{For landing } w = 1.2 \times 7.82 + 1.6 \times 5 = 17.38 \text{ KN/m}$$

By using atir program :-

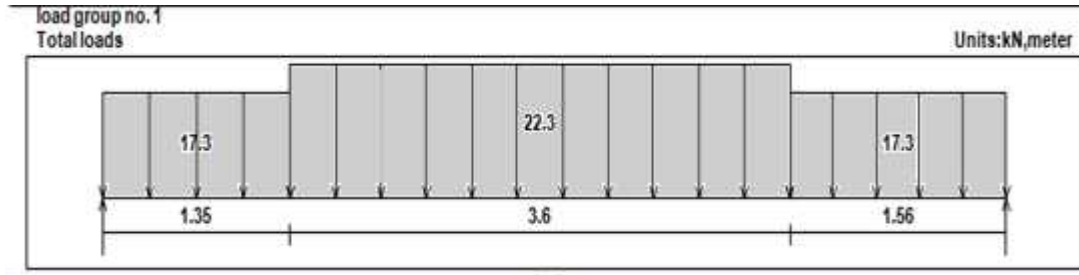


Figure (4-18): Load diagram

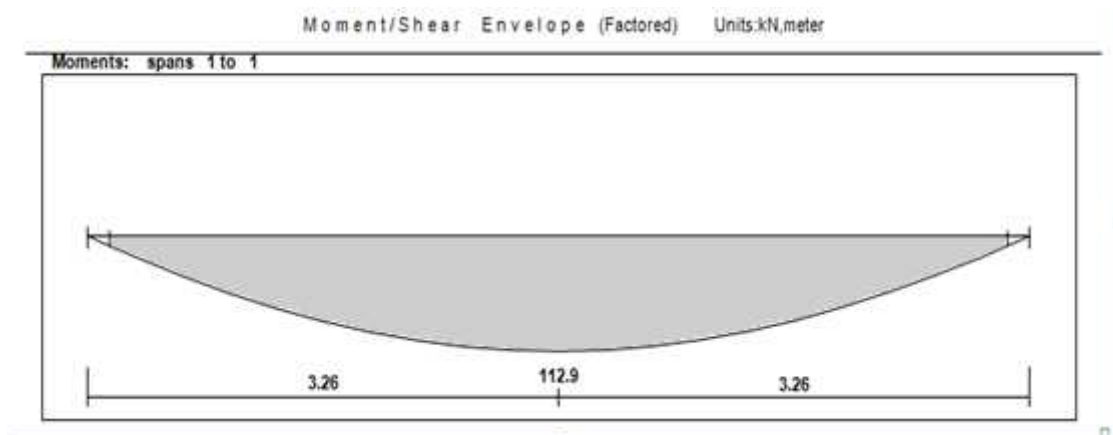


Figure (4-19): Shear & Moment envelope diagrams

4.8.3 : Design of Shear strength :

Assume $\varnothing 14$ for main reinforcement:-

$$V_u = 58.9 \text{ KN} .$$

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

$$wV_c = \frac{w \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$wV_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6 * 1000} = 136.56 \text{ KN}$$

$$V_u = 58.9 \text{ KN} < wV_c = 136.56 \text{ KN} .$$

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

4.8.4: Design for flexure :-

$$M_u = 112.9 \text{ KN.m}$$

$$n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{112.9 / 0.9 \times 10^{-3}}{1 \times (0.223)^2} = 2.52 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(2.52)}{420}} \right) = 0.006425$$

$$A_s = 0.006425 \times 1000 \times 223 = 1432.76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2 < A_s \dots \text{OK}$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi 14}} = 1432.76 / 153.9 = 9.3, \quad S = \frac{1}{n} = 1/9.3 = 0.104 \text{ m}$$

use $\phi 14$ - 10 cm

step (S) is the smallest of :-

$$1) \quad 3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm} \quad \text{ACI-318-08 (10.5.4)}$$

$$2) \quad 450 \text{ mm}$$

$$3) \quad s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5Cc = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm} \quad \text{but}$$

$$s \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} \dots \text{control} \quad \text{ACI-318-08 (10.6.4)}$$

$$S = 100 < S_{\max} = 300$$

Check for strain :

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1385.1 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 28.52m$$

$$c = \frac{a}{S_1} = \frac{28.52}{0.85} = 33.55mm$$

$$V_s = \frac{223 - 28.52}{28.52} * 0.003$$

$$V_s = 0.0205 > 0.005 \longrightarrow ok$$

****Temperature and shrinkage reinforcement :-**

$$A_s(\text{Temperature and shrinkage}) = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Use 10 @ 15 cm c/c

step (S – for Temperature and shrinkage reinforcement) is the smallest of :-

$$1- 5h = 5 \times 250 = 1250 \text{ mm} .$$

$$2- 450\text{mm} - \text{control} .$$

$$S = 150 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm} - \text{OK}$$

Use Ø10-15 cm

4.9 Design of Foundation :

✓ Design of Isolated Footing (Under Col. 125):

f'_c	f_y
24 Mpa	420 Mpa

4.9.1 : Load Calculation:-

- From column (125): (DL &LL)

- * Service dead load (DL) = 1300 KN
- * Service live load (LL) = 900KN
- * Column dimensions = 60 cm*25 cm

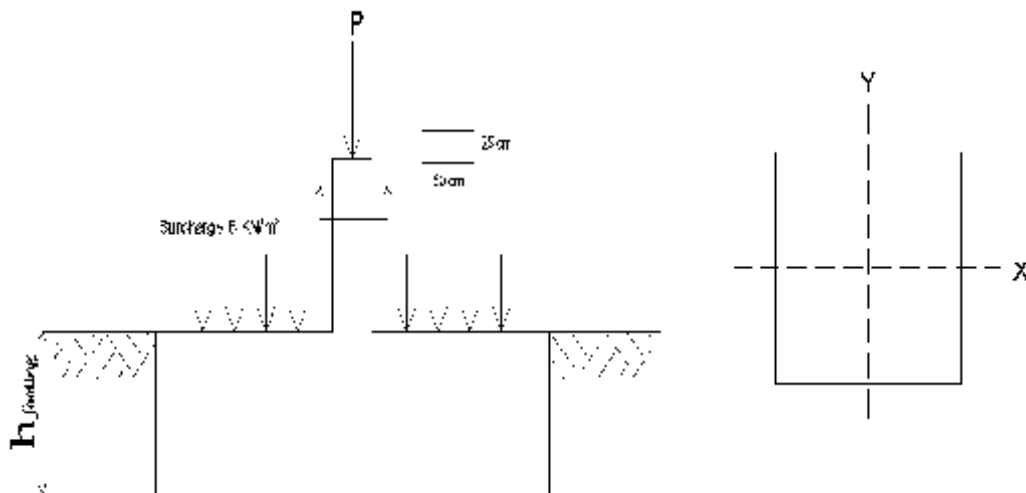


Fig . (4-20) Foundation

- * Allowable soil pressure = 400 KN/ m²
- * Service surcharge = 5 KN/ m²

DL(KN)	LL(KN)	Column dimensions	all. soil pressure
1300	900	(60×25) cm	400N/ m ²

4.9.2 Calculating the weight of footing:

- Weight of footing (assume $h_{footing} = 70$ cm)

$$w_{footing} = 0.7 * 25 = 17.5 \text{ KN/m}^2$$

- Required sizes of footing:

$$A_{\text{required}} = \frac{P_n}{q_{\text{net}}} = \frac{1300 + 900}{400 - 5 - (0.7 * 25)} = 5.38 \text{ m}^2$$

Try 2.5* 2.5 Area = 6.25 m

h_{footing}	w_{footing}	q_{net}	A_{required}
70 cm	25 KN/m ²	400 KN/m ²	5.38 m ²

4.9.3 Depth of footing and shear design:

$$P_u = 1.2\text{DL} + 1.6\text{LL} = 1.2 * 1300 + 1.6 * 900 = 3000 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{3000}{6.25} = 480 \text{ KN/m}^2$$

Try area	P_u	q_u
2.5 m* 2.5 m	3000 KN	480 KN/m ²

✓ **Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-**

Check for One Way Shear Strength

$$V_u = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right) * q_u * b = \left(\frac{2.5}{2} - \frac{0.25}{2} - d \right) * 480 * 2.5$$

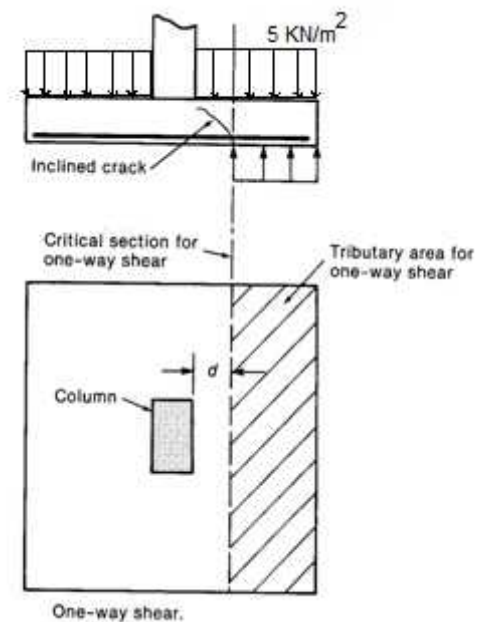
$$wV_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} * 2.5 * d * 10^3$$

$$\text{Let, } wV_c = V_u$$

$$d = 0.494\text{m}$$

$$h = 494 + 75 + 20 = 589\text{mm}$$

Try h =600 mm d =600 – 75 – 20= 505 mm



Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	473	568	600	505

✓ for Two Way shear Action (Punching).

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

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{s_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d$$

Where:

$$s_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{600}{250} = 2.4$$

$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area} \\ = 2 * (0.6+0.505) + 2(0.25+0.505) = 3.72\text{m.}$$

$$Vu = ((2.5*2.5) - ((0.6+0.505)*(0.25+0.505))) * 480 = 2599.55\text{kN}$$

$$r_s = 40 \dots \dots \text{For interior column}$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{s_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{2.4} \right) * \sqrt{24} * 3.72 * 0.505 * 10^3 = 2109\text{kN} \dots \dots \text{Control}$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40*0.505}{3.72} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3.72 * 0.505 * 10^3 = 4274\text{kN}$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4.42 * 0.505 * 10^3 = 2300.8\text{kN}$$

$$Vu = 2599.55 \text{ KN} > Vc = 2109 \text{ KN} \dots \dots \text{NOT OK}$$

s_c	b_o (m)	r_s	$w.V_c$ (KN)
2.4	3.72	40	2109

Try $h = 700 \text{ mm}$. $d = 700 - 75 - 20 = 605 \text{ mm}$

$$b_o = 2*(0.6+0.605) + 2*(0.25+0.605) = 4.12 \text{ m}$$

$$Vu = ((2.5*2.5) - ((0.25+0.605)*(0.6+0.605))) * 480 = 2505.5\text{kN}$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{s_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{2.4} \right) * \sqrt{24} * 4.12 * 0.605 * 10^3 = 2798.4\text{kN} \dots \dots \text{Control}$$

$$Vu = 2505.5\text{KN} < Vc = 2798.4\text{KN} \text{ (Two Way Shear is OK)}$$

h (mm)	d (mm)	b _o (m)	V _u (KN)	w.V _c (KN)
700	605	4.12	2505.5	2798.4

4.9.4: Design for Bending Moment in long direction (in X-direction):

h (mm)	d (mm)	b(m)
700	605	2.5

$$d = 700 - 75 - 20 = 605 \text{ mm}$$

$$M_u = 480 * 2.5 * 1.125 * 1.125 / 2 = 759.375 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$R_n = \frac{M_u / w}{b * d^2} = \frac{759.375 * 10^{-3} / 0.9}{2.5 * (0.605)^2} = 0.922 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.922)}{420}} \right) = 0.00225$$

$$A_{s_{req}} = 0.00225 (2500) (605) = 3399 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 3150 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 (2500) (700) = 3150 \text{ mm}^2$$

Take 14 18 , $A_{s,provided} = 35.56 \text{ cm}^2 > A_{s,required} = 33.99 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{2500 - 75 * 2 - 14 * 18}{13} = 161.4 \text{ mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. $3h = 3 * 700 = 2100 \text{ mm}$

2. 450 mm - control

$S = 161.4 \text{ mm} < S_{,max} = 450 \text{ mm} - \text{OK}$

Mu(KN.m)	m	Rn		A _{s_{req}} (mm ²)	A _{s_{min}} (mm ²)	S(mm)
759.375	20.588	0.922 Mpa	0.00225	33.99	31.50	161.4

- Check strain

Tension = Compression

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

$$3556 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2500 \times a$$

$$a = 29.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{29.2}{0.85} = 34.4 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{605 - 34.4}{34.4} \times 0.003 = 0.04976 > 0.005 \dots \text{ok}$$

$A_s \text{ (mm}^2\text{)}$	a (mm)	c (mm)	v_s
3556	29.2	34.4	0.04976

4.9.5: Design for Bending Moment in short direction (in Y-direction).

h (mm)	d (mm)	b(m)
700	605	2.5

Take steel bars of ϕ 18

$$d = 700 - 75 - 18 - 18/2 = 598 \text{ mm}$$

$$M_u = 480 \times 2.5 \times 0.95 \times 0.95/2 = 541.5 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_u / W}{b \times d^2} = \frac{541.5 \times 10^{-3} / 0.9}{2.5 \times (0.598)^2} = 0.673 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.673)}{420}} \right) = 0.00163$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.00163 (2500) (598) = 2436.85 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{min}}} = 3150 \text{ mm}^2 \dots \text{NOT OK}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 (2500) (700) = 3150 \text{ mm}^2$$

Take 13 18 , $A_{s,\text{provided}} = 33.02 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{required}} = 31.5 \text{ cm}^2$
--

$$S = \frac{2500 - 75 \times 2 - 13 \times 18}{12} = 176.33 \text{ mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. $3h = 3 \times 700 = 2100 \text{ mm}$

2. 450 mm - control

$S = 176.33 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$ – OK

Mu(KN.m)	m	Rn		$A_{S_{\text{req}}}(mm^2)$	$A_{S_{\text{min}}}(mm^2)$	S(mm)
541.5	20.588	0.673 Mpa	0.00163	2436.85	31.50	167.33

- Check strain

Tension = Compression

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

$$3302 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2500 \times a$$

$$a = 27.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{27.2}{0.85} = 32 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{598 - 32}{32} \times 0.003 = 0.053 > 0.005 \dots \text{ok}$$

$A_s (mm^2)$	a (mm)	c (mm)	v_s
3302	27.2	32	0.053

4.9.6: Development length of flexural reinforcement:

Ld for 18:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\Gamma \times S \times X \times \{ \}}{\left(\frac{k_r + c}{db} \right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 18 = 444.4 \text{ mm}$$

Available length = $((2500 - 600) \div 2) - 75 = 875 \text{ mm}$

$875 \text{ mm} > 444.4 \text{ mm}$ ok

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

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

$$A_1 = 0.60 * 0.25 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.5 * 2.5 = 6.25 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{6.25}{0.15}} = 6.455 > 2 \dots\dots\dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.15 \times 2) \times 1000 = 3978 \text{ KN}$$

$$\Phi Pn = 3978 \text{ KN} > Pu = 3000 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ok}$$

The Dowels are not needed for footing**- In column :**

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85 f_c' A)$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 0.15 \times 1000 = 1989 \text{ KN}$$

$$\Phi Pn = 1989 \text{ KN} < Pu = 3000 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{NOT - OK}$$

Dowels are needed

$$A_{s,dowels} = (Pu - \Phi Pn.b) / (\phi f_y) = 0.005 A_g$$

$$A_{s,dowels} = (3000 - 0.65 * 1989) / (0.65 * 420 * 1000) = 6253.3 \text{ mm}^2$$

$$0.005 * 250 * 600 = 750 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,dowels} = 6253.3 \text{ mm}^2 > 0.005 A_g = 750 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\text{Use } 16\emptyset 25 \text{ with } A_s(16\emptyset 25) = 16 * 491 = 7856 \text{ mm}^2 > 750 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

(Lap-splice staggered).

4.10 : Design Of Basement wall (BS.w.1) :**4.10.1:- Load Calculation**

$F_c' = 24 \text{ MPa}$	$F_y = 420 \text{ Mpa}$	$s = 18 \text{ KN/m}^3$	$q_{all} = 400 \text{ KN/m}^2$	$= 30$
-------------------------	-------------------------	-------------------------	--------------------------------	--------

Surcharge = 5 KN/m^2 , Sall Thickness = 30 cm .

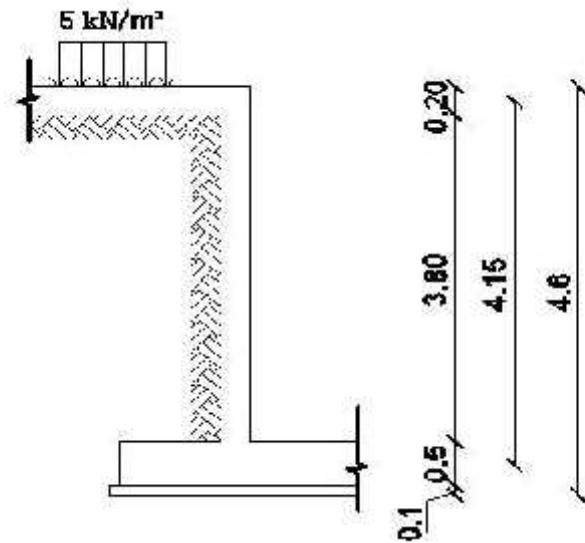
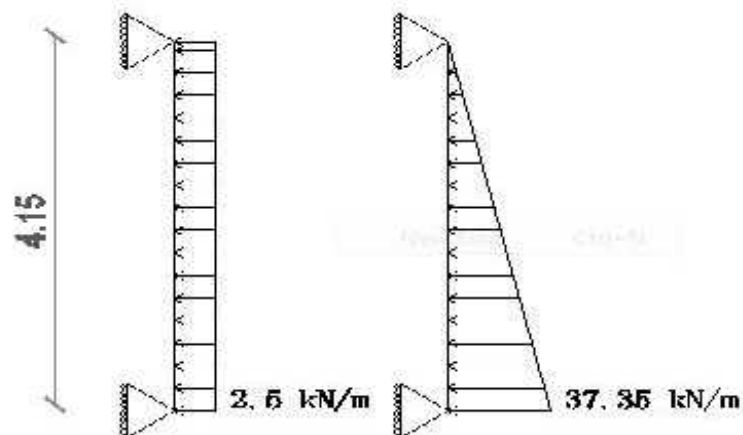


Fig.(4-21) Basement Wall

$$K = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$W_s = K * h * \gamma = 0.5 * 4.15 * 18 = 37.35 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{su} = K * P = 0.5 * 5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$



4.10.2:-Design of Bending Moment

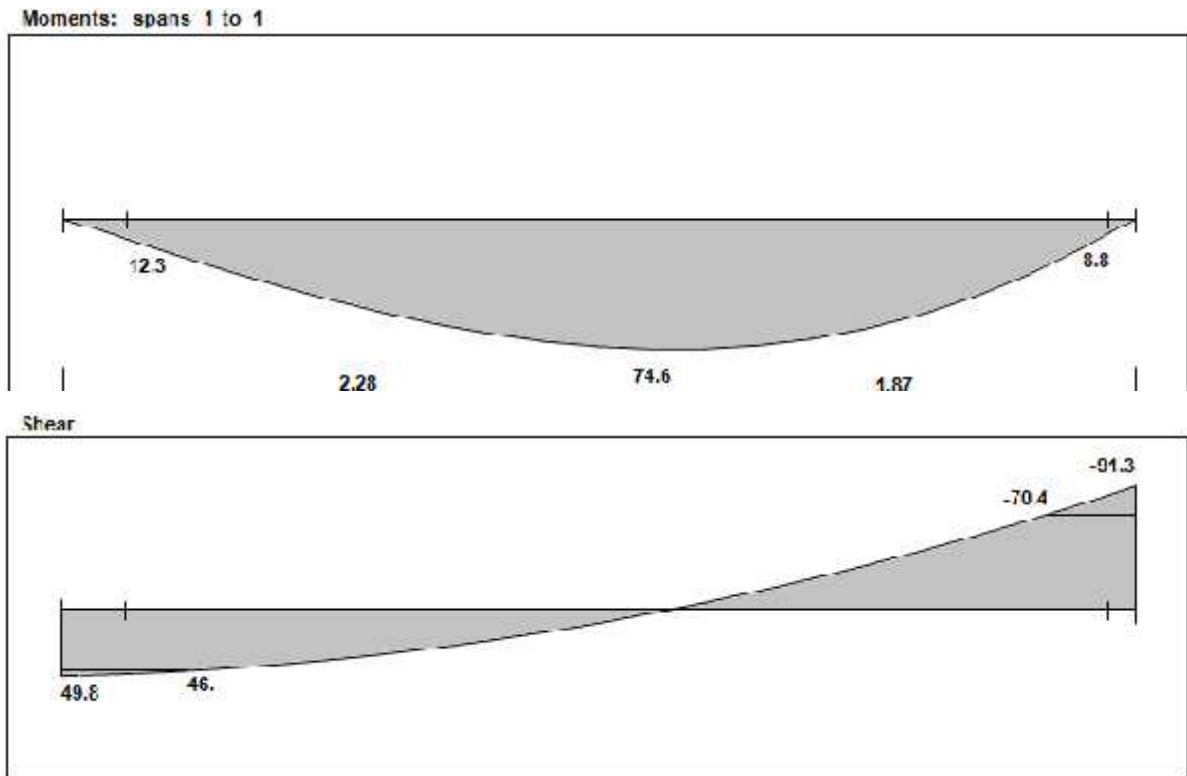


Fig.(4-22) Shear and Moment Diagram From Atir

$$D=300 - 75 - 10=215 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{74.6 * 10^6}{0.9 * 1000 * 215^2} = 1.79 \text{ MPa .}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.79}{420}} \right) = 0.00447$$

$$A_s \text{ req} = 0.00447 \times 1000 \times 215 = 961.05 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{min} = 0.0015, \quad A_{s,min} = 0.0015 \times 1000 \times 300 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \text{ (for flexure)} = 0.25 \times \frac{\bar{f}}{f_y} \times bw \times d \geq \frac{1.4}{f_y} \times bw \times d$$

$$0.25 \times \frac{24}{420} \times 1000 \times 215 = 627 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\frac{1.4}{420} \times 1000 \times 215 = 717 \text{ mm}^2/\text{m} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$n = 717/113.1 = 6.34 \text{ bar}$$

$$1000/6.34 = 157.74 \text{ mm}$$

Use bar ϕ 14 / 15cm , $A_s \text{ prov} = 1027 \text{ mm}^2/\text{m} > A_s \text{ req} = 961.05 \text{ mm}^2/\text{m} \dots\dots\dots \text{ok}$

✓ **Check for maximum spacing :**

$$3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$$

$$S = 450 - \text{control}$$

$$150 \text{ mm} \square \text{ maximum spacing} = 450 \text{ mm} \dots\dots \text{ok}$$

For horizontal bars use the half of the min. in each side :

$$0.5 * A_{s \text{ min}} = 0.5 * 0.0025 * 300 * 1000 = 375 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Use } \phi = 10$$

$$\text{Use for horizontal bare } \phi 10 @ 20 \text{ cm in each side}$$

Use $\phi 10 @ 20 \text{ cm}$ for vertical in outer side to hold the horizontal bares .

Check for strain:

$$\text{Tension} = \text{Compression}$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$754 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.523 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{15.523}{0.85} = 18.263 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{215 - 18.263}{18.263} * 0.003 = 0.0323$$

$$v_s = 0.0323 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

4.10.3:-Check for shear :

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \overline{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6} \overline{24} * 1000 * 215 * 10^{-3} = 131.66 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 * 131.66 = 65.83 \text{ KN}$$

$$V_u = 91.3 \text{ KN} \text{ from shear diagram}$$

$$\phi V_c > V_u > 0.5 \phi V_c$$

$$131.66 > 91.3 > 65.83 \quad \text{The thickness is enough}$$

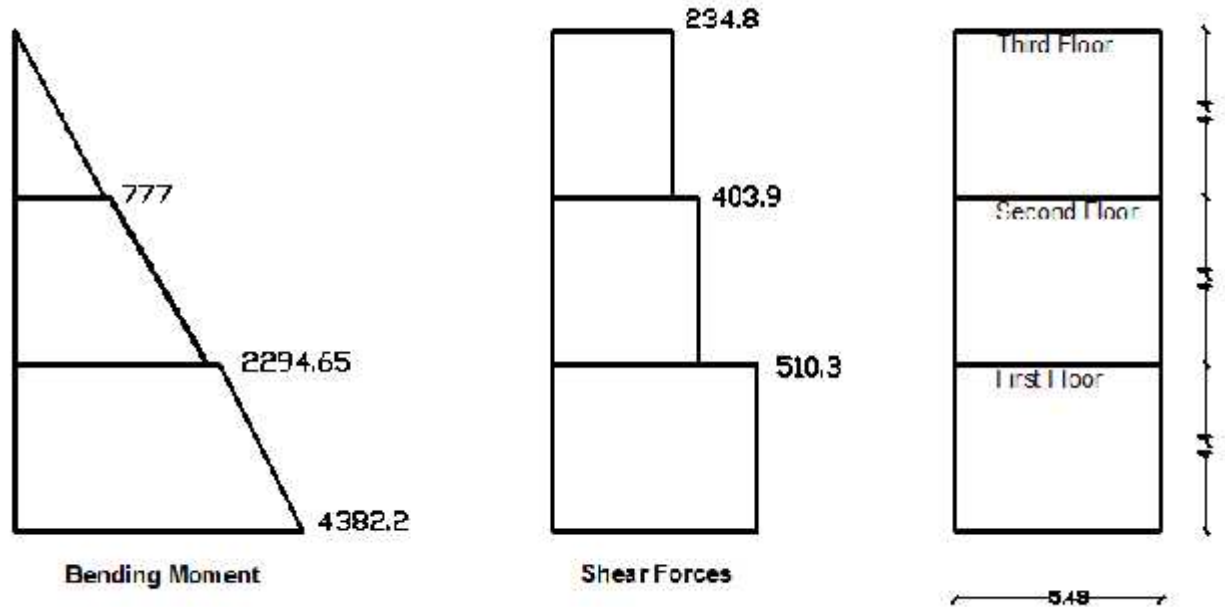
4.11 : Design Of Shear Wall (SW8) :

Fig. (4-23) Moment and shear diagram from ETABS

$$F_c = 28 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$t = 25 \text{ cm}$.shear wall thickness

$L_w = 5.48 \text{ m}$.shear wall width

H_w for one wall = 4.4 m story height

4.11.1: Design of shear :

$$\sum F_x = V_u = 510.3 \text{ KN}$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{5.48}{2} = 2.74 \text{ m} \dots \text{ control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{13.2}{2} = 6.6 \text{ m}$$

$$\text{story height } (H_w) = 4.4 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 5.48 = 4.38 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{nmax} &= \phi \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} h d \\ &= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 4380 * 10^{-3} = 3355.8 \text{ KN} > V_u \end{aligned}$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \bar{f}_c' t d = \frac{1}{6} \bar{24} * 250 * 4384 * 10^{-3} = 894.06 \text{ KN} \dots \text{control}$$

$$2 - V_c = 0.27 \bar{f}_c' t d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \bar{24} * 250 * 4380 * 10^{-3} + 0 = 1449.71 \text{ KN}$$

$$3 - V_c = 0.05 \bar{f}_c + \frac{l_w}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \left(0.1 \bar{f}_c' + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right) t d =$$

$$0.05 \bar{24} + \frac{5.48}{4.87} \frac{0.1 \bar{24} + 0}{2} 250 * 4384 * 10^{-3} = 1160.1 \text{ KN}$$

$$\frac{4382.2 - 2294.65}{4.4} = \frac{M_u - 2294.65}{4.4 - 2.74} \Rightarrow M_u = 3082.23 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3082.23}{510.3} - \frac{5.48}{2} = 3.3$$

$$V_u = 510.3 \text{ KN} > \frac{1}{2} * 0.75 * 894.06 = 335.3 \text{ KN} \quad \text{Needs Reinforcement .}$$

$$V_u \quad \emptyset \quad V_n = \emptyset (V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{510.3}{0.75} - 849.06 = -168.7$$

- Minimum shear reinforcement is required:

$$\text{Take } \dots = 0.0025$$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{5} = \frac{5480}{5} = 1096 \text{ mm}$$

$$3 * h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm} \dots \dots \text{Control}$$

Try $\phi 12$ ($A_s = 113.1 \text{ mm}^2$) for two layers

$$\dots = \frac{A_v h}{h * S_2} = \frac{2 * 113.1}{250 * S_2} = 0.0025$$

$$S_2 = 361.92 \text{ mm} \quad , \quad \phi 12 @ 350 \text{ mm}$$

Or

Try ϕ 10 ($A_s = 78.5 \text{ mm}^2$) for two layers

$$\dots = \frac{Avh}{h * S2} = \frac{2 * 78.5}{250 * S2} = 0.0025$$

$S2 = 251.2 \text{ mm}$, ϕ 10@250mm

$$\dots = \frac{Avh}{h * S2} = \frac{2 * 78.5}{250 * 250} = 0.002512 > 0.0025$$

use ϕ 10@250 mm in two layers

4.11.2: Design for vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{13.2}{5.48} = 2.41$$

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

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - 2.41 \right) 0.002512 - 0.0025 = 0.002501 > 0.002512$$

For this wall with $\frac{hw}{lw} = 2.41 < 2.5$, $\dots \min = 0.002501$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{3} = \frac{5480}{3} = 1826.7 \text{ mm}$$

$$3 * h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

450 mm Control

Select 12 @200 mm In tow layer

4.11.3: Design of bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement) :

$$A_{st} = \frac{5480}{200} * 2 * 113 = 6192.4 \text{ mm}^2$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w h} \frac{f_y}{f_c} = \frac{6192.4}{5480 * 250} \frac{420}{24} = 0.0791$$

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

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0791 + 0}{2 * 0.0791 + 0.85 * 0.85} = 0.0898$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi 0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y}\right) \left(1 - \frac{c}{l_w}\right) \\ &= 0.9 \cdot 0.5 * 6192.4 * 420 * 5480 (1 + 0) (1 - 0.0898) = 5837.65 \text{ KN.m} > M_u \\ &= 4382.2 \end{aligned}$$

Select 12 @200mm for vertical reinforcement .

:

1. جهاز الاحصاء الفلسطيني ،
2. بلدية الخليل ، قسم GIS
3. DIN 1055-5
4. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

5. **Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.**

6. **Uniform Building Code (UBC).**

7. بوليتكنك فلسطين ، كلية الهندسة ، دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ، هندسة المساحة والجيوماتكس ، GIS
8. تلخيص وملاحظات الأستاذ المشرف.

يات

- .
- .
- التوصيات.

- :-

في هذا . الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من . بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية المقترح بناءه في ميد . وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية . ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

- :-

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية .
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 400KN/m^2 .
5. (Two-Way Ribbed Slab) أجزاء معينة . العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. (One-Way Ribbed Slab) . كثيرة . تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) . مناطق بيت الدرج، . لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. : هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:
(a) AUTOCAD 2013/2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
(b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
(c) (Microsoft Office XP): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة والتنسيق وإخراج المشروع واعداد الجداول المرافقة للتصميم
(d) Safe : تم استخدام هذا البرنامج لتصميم العقدات المصمتة و تصميم (mat foundation) .
(e) Etabs : قمنا باستخدام هذا البرنامج لتصميم جدران القص .
7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية ه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

- التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع .

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد . ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.