

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية و المعمارية
تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي ا مجمع صحي ترفيهي متعدد الطوابق

فريق العمل

عمر محمد قاسم جميل القيسي

وسام مروان محمد حسونة

وسى مرزوق موسى مصطفى

إشراف :

د. نصر عبوشي .

فلسطين - الخليل

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين



ميم و التفاصيل الإنشائية

فريق العمل

عمر محمد قاسم جميل القيسي

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

توقيع رئيس الدائرة

.....

. خليل كرامة

توقيع مشرف المشروع

.....

توقيع

.

.....

أيار –

إهداء

وتهفو النفوس إلى أن تُهدي
لثودع فيما تُهدي قطعة منها....
وتحس أنها متجهة إلى هناك....
إلى صمود الجد و سمو الأمل ...

و إصرار الإرادة التي لا تكل

إلى أولئك ...

و شعور الواجب المتدفق نحوهم
و اشتياق الاتصال الدائم بهم
و الحنين المحرق للالتقاء بهم
إلى من هم أكرم منا جميعا إلى الشهداء...

ثم هذا الجيل الصاعد...

إلى الشباب في ربوعه
حيث لزام الانتماء الأصيل
يشدنا أن نقف دوما معه... بالتقدير و العرفان

إلى أساتذتنا الأفاضل الذين علمونا أن الشمعة لا تحترق لتذوب.... بل لتتير الدرب للآخرين .
إلى النبع ... إلى الفيض...إلى الدمع الصبّاب من عينيها....
إلى الأم.... إلى نورها المشع..... إلى الوالد الحاني....
إلى الإخوة إلى الأهل إلى الأحبة

إليكم جميعا أحببتنا نهدي هذا الجهد المتواضع

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق

ساهم في رعاية هذا المشروع وأثبت ينعه وزاد حصاده هو عليه
:

- جامعة بوليتكنك فلسطين وكلية الهندسة والتكنولوجيا
الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج جيل

.
- جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور
هيثم عياد الذي الجهد النفيس وج بهذا العمل بالشكل اللائق.

- مكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم في توفير

.
- العون وكانت سواعده سواعدنا ولم يبخل بالمساعدة بأي

.
عمل تصميم إنشائي كامل لمبنى متعدد الطوابق بجميع تفصيلاته وعناصره المختلفة.

فريق العمل
عمر محمد قاسم جميل القيسي

بوليتكنك فلسطين-

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي و كافة التفاصيل الإنشائية
مجمع صحي ترفيهي متعدد الطوابق يتألف من والذي يقع مدينة الخليل.

و هذا المشروع مكون من و يحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها
مع كل وسائل الراحة، و قد صمم هذا . . . الطرز المعمارية
إلى احتوائها على وسائل الراحة و الأمان ، وضعت المصاعد الكهربائية لخدمة مرتادي هذه
البنائية .

وهذا المبنى هو خرساني مسلح تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، ويحتوي المشروع
على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية و الأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية
الأفقية و الراسية، ثم التحليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر، ثم التصميم الكامل حسب الكود
المتبع، و قد تمت مراجعة جميع الخرائط المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية كما تم تجهيز
جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكامل .

Abstract

Structural Design and Details of a Multi story Building

Project Team

Omar Mohammad Qasem Jamil Al-Qaisi.

Mousa Marzuq Mousa Mustafa

Wissam Marwan Mohammad Hassounah

Palestine Polytechnic University-2010

Supervisor

Dr. Nasr Abboushi.

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for a multi story building in the center of Hebron city.

This building consists of fourteen floors and it contains all activities required for any person.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-code-05.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

Table of Contents

فهرس المحتويات

i
ii
iii
iv
v
vi
vii

xi

صفحة العنوان الرئيسية

شهادة تقييم مشروع التخرج

الإهداء

الشكر و التقدير

ملخص المشروع باللغة العربية

ملخص المشروع باللغة الإنجليزية

فهرس المحتويات

:

. أهداف المشروع .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

. .

وصف المساقط الأفقية

طابق التسوية

. وصف الواجهات .

.الواجهة الشمالية

.الواجهة الجنوبية

.الواجهة الشرقية

.الواجهة الغربية

:

هدف التصميم الإنشائي

الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

. . الأحمال الميتة

. . الأحمال الحية

. . الأحمال البيئية

. الرياح .

. ر الإنشائية .

	..
	...
عقدات العصب ذات الإتجاهين	...
	..
	..
()	..
	..
	..
الجدران الاستنادية	..

31	Chapter 4 : Structural Design & Analysis
32	4.1 Introduction
32	4.2 Determination of Slab thickness
33	4.3 Determination of factored load
33	4.3.1 Determination of dead load
34	4.3.2 Determination of factored dead & live loads
34	4.4 Design of topping
35	4.5 Design of rib 1
36	4.5.1 Design of negative moment of rib 1
38	4.5.2 Design of positive moment of rib 1
39	4.5.3 Design of shear of rib 1
40	4.6 Design of beam 3
41	4.6.1 Design of Span 1
41	4.6.1.1 Design of positive moment
43	4.6.1.2 Design of negative moment
44	4.6.1.3 Design of shear
45	4.6.2 Design of Span 2

45	4.6.2.1 Design of positive moment
46	4.6.2.2 Design of negative moment
47	4.6.2.3 Design of shear
48	4.6.2 Design of Span 3
48	4.6.3.1 Design of positive moment
49	4.6.3.2 Design of negative moment
50	4.6.3.3 Design of shear
	4.7 Determination of Thickness:
53	4.8 load calculations for flat plate.
54	4.9 Check of Punching Shear
59	4.10 Design of flat plate on basement floor By SAFE Program.
62	4.11 Design of Short Column (C21)
64	4.12 Design of Long Column (C16).
68	4.13 Design of Stairs .
73	4.14 Design of Isolated Footing.
78	4.15 Design of basement Wall.
81	4.16 Design of basement footing.
84	4.17 Design of Foundations By SAFE Program .
86	4.18 Design of shear wall by ETABS program.
89	4.19 Design of shear wall “ Manual Sample”.

35	Figure (4-2) : Rib Geometry
35	Figure (4-3) : Moment Envelop of rib 1.
36	Figure (4-4) : Shear Envelop of rib 1.
40	Figure (4-5) : Beam 3 Geometry.
40	Figure (4-6) : Moment Envelop for Beam 3.
41	Figure (4-7) : Shear Envelop for Beam 3.
52	Figure (4-8) : flat plate section.
57	Figure (4-9) : punching shear reinforcement
58	Fig. (4-10) punching Shear in Safe.
59	Fig. (4-11) Basement floor
59	Fig. (4-12) Deformed Shape Basement floor.
60	Fig. (4-13) bottom reinforcement in X-dir. Basement floor.
60	Fig. (4-14) bottom reinforcement in y-dir. Basement floor.
61	Fig. (4-15) bottom reinforcement in X-dir. Basement floor.
61	Fig. (4-16) Top reinforcement in y-dir. Basement floor.
67	

	Figure (4-17) : Long Column Detail
68	Figure (4-18) : Stairs plan section
69	Figure (4-19) : Loads on stairs
70	Figure (4-20) : Shear Envelope
71	Figure (4-21) : Moment Envelope
77	Figure (4-22) : isolated footing detail
78	Figure (4-23) : Load on Basement Wall
79	Figure (4-24) : Loads & Shear/Moment envelope for basement wall
83	Figure (4-25) Basement Wall section
84	Figure (4-26) : foundation from safe program
84	Figure (4-27) : soil pressure diagram
85	Figure (4-28) : deformed shape -displacement diagram
85	Figure (4-29) Bottom reinforcement in x-direction diagram
86	Figure (4-30) Bottom reinforcement in y-direction diagram
86	Figure (4-31) 3D View on etabs
86	Figure (4-32) elevation View on stairs doors
87	

Figure (4-33) typical plan on etabs

87

Figure (4-34) 3D View on ETABS Show deformed shape For all walls

88

Figure (4-35) 3D View -reinforcing bars

88

Figure (4-36) 3D View -reinforcing ratios

89

Figure (4-37) : Shear/Moment on Shear Wall

92

Figure (4-38) : Shear Wall Section

93

Figure (4-39): The Well in 3D

93

Figure (4-40): Moment Diagram in 3D from SAP2000 program

94

Figure (4-41): Moment Diagram from SAP2000 program

95

Figure (4-42): Well Reinforcement

96

Figure (4-43): swimming pool in 3D

96

Figure (4-44): Moment diagram from SAP2000 program

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'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .
- **KN**= Kilo Newton



. .
أهداف .
. .
. .
. .
. .
. .

بطبيعته يحتاج إلى الترفيه عن نفسه والاهتمام بصحته ولياقته البدنية للقيام بها، وهذا المكان يجب أن يحتوي على جميع الوسائل التي تؤمن له الراحة والأمان، وعادة يكون هذا المكان عبارة عن مدينة صحية يصمم تبعاً لتيارات والأنشطة التي ستقام به الوطن يفترق لمثل هذا والسياحة.

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمية المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مدينة صحية يتكون من وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

. أهداف

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

- . 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
- . تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات الم
- . استخدام برامج التصميم الإنشائي.

•
يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى مجمع صحي ترفيهي ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي
يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض
مع التصميم المعماري.

•
يقصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث تم العمل خلال الفصلين
الدراسية -
يقع المبنى الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل.

•
اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (ETABS,SAP2000,Safe, Atir,) .
.Microsoft office Word, Power Point & AutoCAD .

•
يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:

- : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.
- : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

- (المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- (دراسة العناصر الإنشائية المكونة لية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- (تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- (تصميم العناصر الإنشائية بنا على نتائج التحليل.
- (5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- (إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل .

(-) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2010)- ()

المرحلة / زمن المقترح (سبوعيا)	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨	٢٩	٣٠	٣١	٣٢				
اختيار المشروع																																				
دراسة الموقع																																				
جمع المعلومات حول المشروع																																				
دراسة لعين معماريا																																				
دراسة العين فنيا																																				
اعداد خطة المشروع																																				
عرض خطة المشروع																																				
لتحليل الإنشائي																																				
تصميم الإنشائي																																				
اعداد مخططات المشروع																																				
كتابة المشروع																																				
عرض المشروع																																				

-
- . .
 - . .
 - . .
 - . وصف المساقط الأفقية للمبنى.
 - . وصف الواجهات.

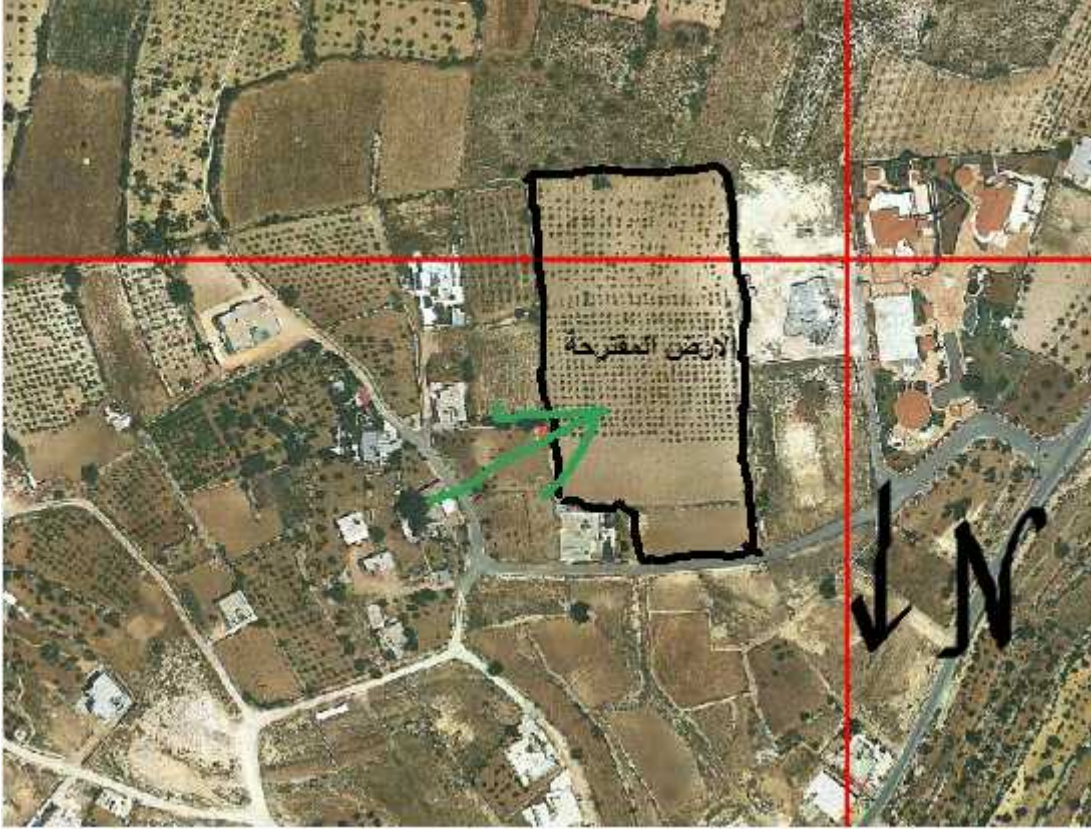
لأداء أي عمل لابد أن يتم إنجازه على أكمل وجه، ولإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه، حيث يبدأ أولاً التصميم المعماري للمبنى بما يتلاءم وظيفته والغاية من تنفيذه بأن يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة ، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات و الأبعاد المطلوبة، ويتم بهذه العملية دراسة الإنارة و العزل و التهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

مجمع صحي ترفيهي من تصميم احد المكاتب الهندسية الأوروبية المشهورة ويقوم استغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

وقد كانت هذه الأفكار تركز بشكل أساسي على المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها .

يتكون المبنى من اابق تسوية قطعة أرض مساحتها

في مدينة الخليل على قطعة أرض مساحتها فرش الهوى
الأهلي كما هو مبين في الصورة الجوية التالية .

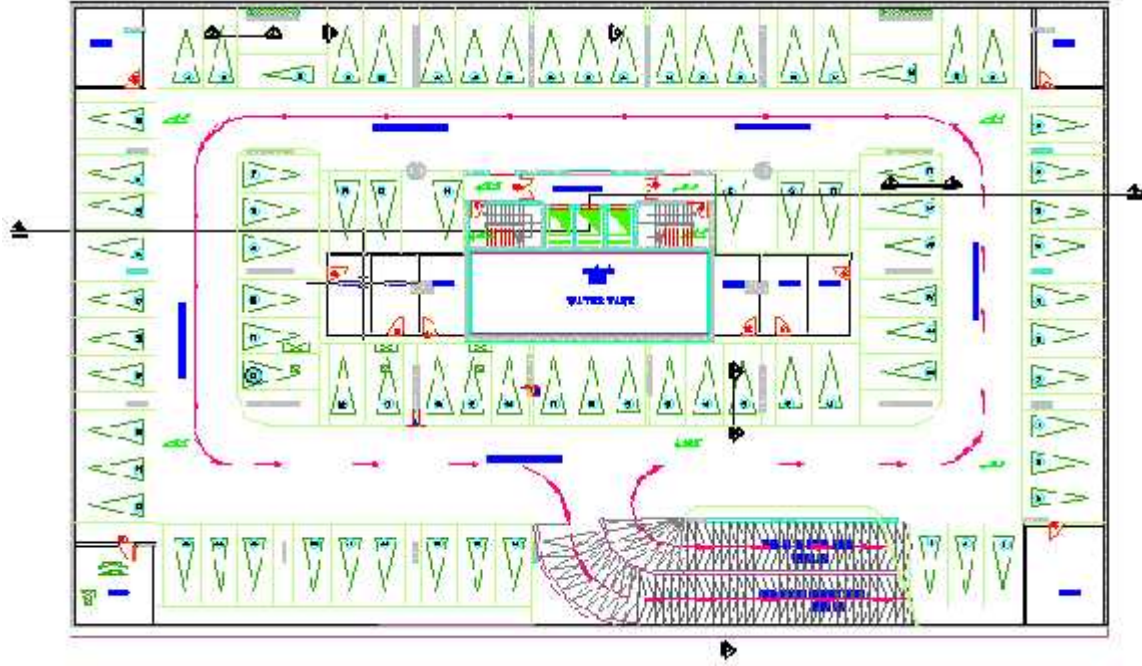


صورة جوية لمنطقة المشروع المقترح "منطقة فرش الهوى - الخليل"

. وصف المساقط الأفقية

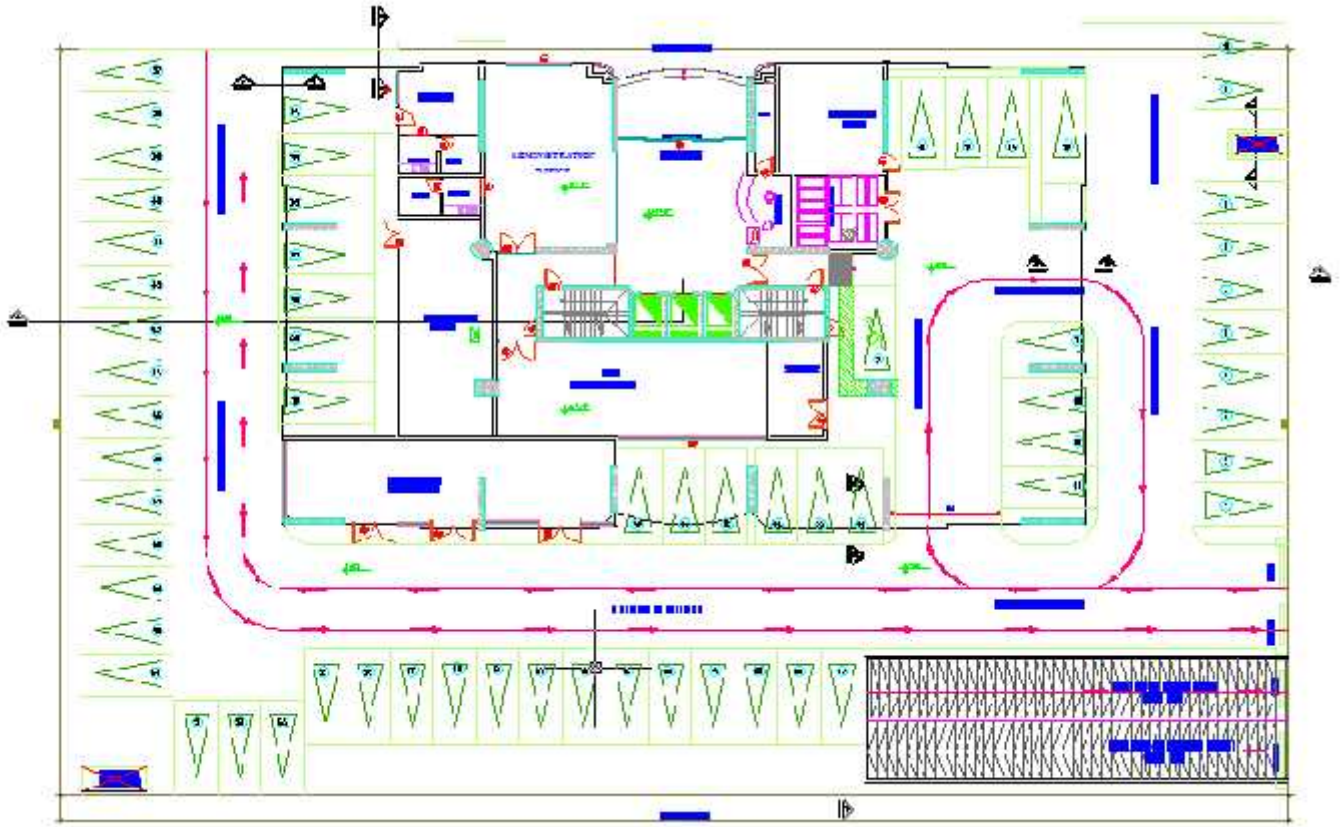
. طابق التسوية

مساحة هذا الطابق هي 2953 ويتم الوصول إليه عن طريق "RAMP" الأرض ويحدث تراجع في الطابق التالي و استخدامات هذا الطابق هي مواقف للسيارات وفيه مصاعد و درجين للوصول المستوى التالي وهي مستمرة حتى نهاية البناء كما هو



(-) : مخطط طابق التسوية.

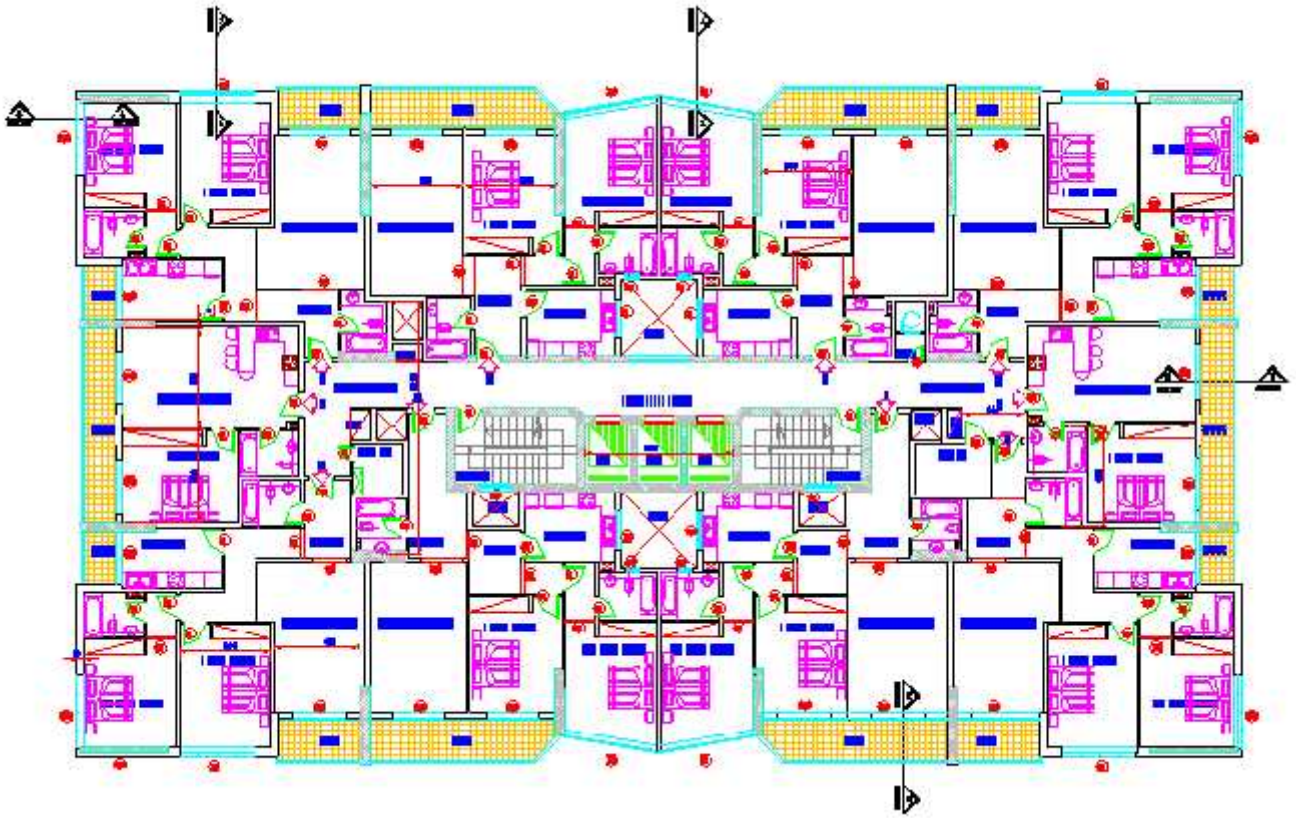
يحتوي هذا الطابق على المدخل الرئيسي المؤدي
قاعة للأطفال وقاعة رجل مراقبة الأطفال ووحدات صحية وباقي الطابق يستخدم أيضا
للسيارات ويحدث تراجع في الطابق التالي وله مدخل خاص للسيارات و غرف خدمية للكهرباء والميكانيك
هذا الطابق هي 1219 .



:(-)

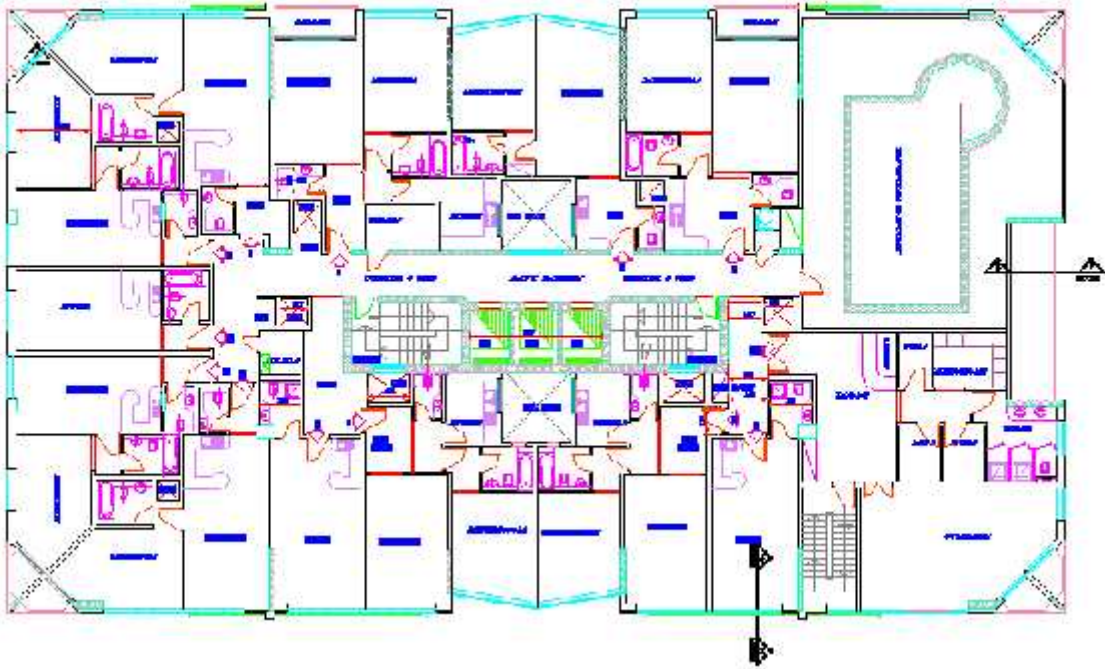
:" "

وابق الكلية هي 15847
وحدات صحية متنوعة و
على تماثل من منتصفه وكل نصف مماثل للآخر.
ويوجد في 1219
بحوي



:(-)

مساحة هذا الطابق يحتوي هذا الطابق حية وصالات جلوس وقاعات جيم
واستوديوهات لتسجيل الأغاني ويحوي في قلبه الأيمن على جدران لبركة سباحة يتم الوصول إليها .

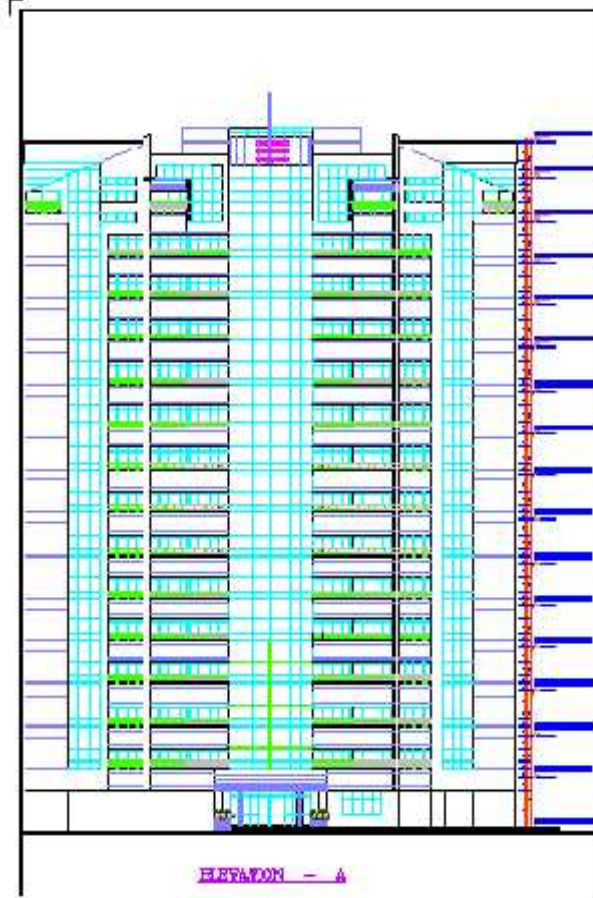


:(-)

. وصف الواجهات :

. الواجهة الشمالية :

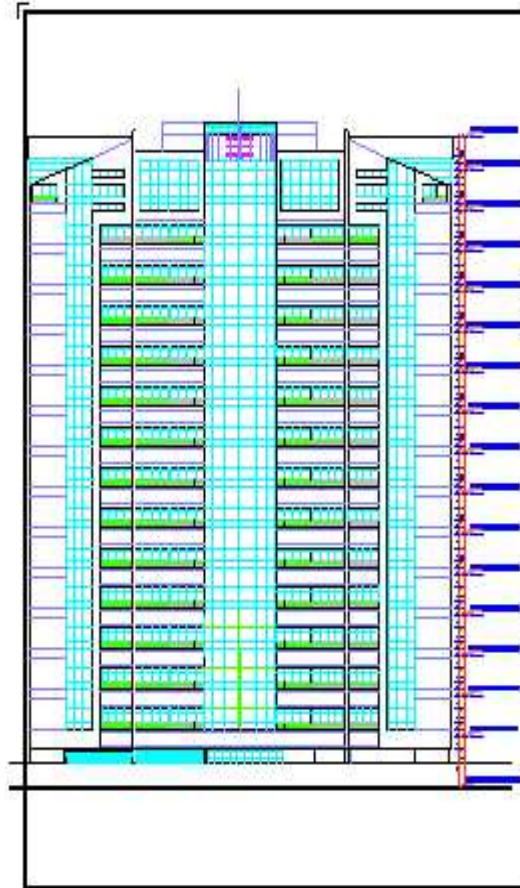
الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى شرفات زجاجية وشبابيك طويلة بالبعدين وتمتاز هذه الواجهة بأنها بأغلبها زجاجية ولا يوجد بها حجر كثير والحجر المستخدم هو حجر سادة مقصوص على تعطي الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.



(-) الواجهة الشمالية .

- لواجهة الجنوبية :

تشبه هذه الواجهة الواجهة الشمالية بشكل كبير
كبيرة وفيها شرفات واغلب الواجهة زجاج
الواجهة فهو حجر :



(-) : الواجهة الجنوبية .

-الواجهة الشرقية :

كبيرة نوعاً

تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة تعطي منظراً معمارياً جميلاً
أما حجر الواجهة فهو حجر

في حجمها

:

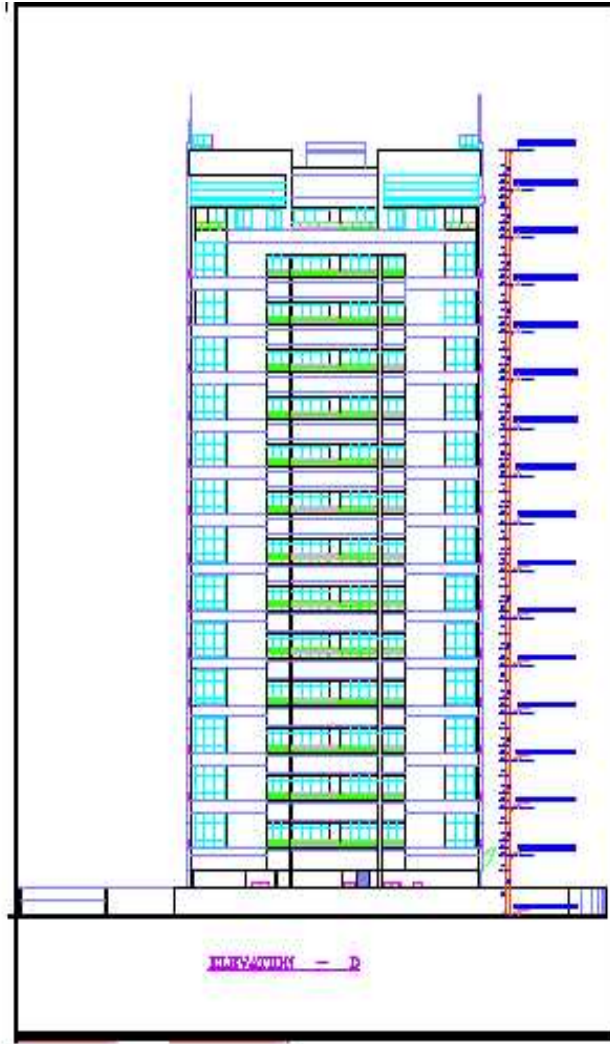


(-) : الواجهة الشرقية

- الواجهة الغربية:

هذه الواجهة تماثل الواجهة الشرقية فهي تتكون من كتلة واحدة تعطي منظرا معماريا جميلاً
كبيرة نوعاً ما في حجمها
أما حجر الواجهة فهو حجر

:



(-): الواجهة الغربية.

-
- . .
 - . هدف التصميم الإنشائي.
 - . الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية .
 - . العناصر الإنشائية.

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

• هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي ج منشأ متقن و متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال مبيتة و حية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الـ ياح . يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء و مقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) (Cracks)
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

. الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية

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

. .

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

. . 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 دائم، ثابتة المقدار .
وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

(KN/m ³)		
		1
		2
		3
		4
		5

(-) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

.. الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة استعمالات جزء منها وهي تشمل :

الديناميكية كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر كأثاث البيوت والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة الأثاث والأجهزة والمعدات، و (-) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية

طبيعة الاستخدام	(KN/m ²)	
مواقف السيارات	5.0	1
	5.0	2
	4.0	3
	5.0	
المباني السكنية	2.5	

(-) الأحمال الحية

. . . الأحمال البيئية

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

. الرياح

تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من

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

• ميلان السطح المعرض

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

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

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

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية 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، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ور .

. العناصر الإنشائية

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات وغيرها.

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

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

(Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاهين.

(Ribbed Slabs) :

(One way ribbed slab)

عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

(Solid Slabs) :

ومنها ما هو باتجاهين وتستخدم هذه العقدات

الأحمال عالية والمسافات بين الدعائم " كبيرة كبيرة نسبيا .

وهناك :

(one way Solid slab).

باتجاهين (two way Solid slab)ومنها البلاطات المسطحة (Flat slab) وهي التي

استخدمناها

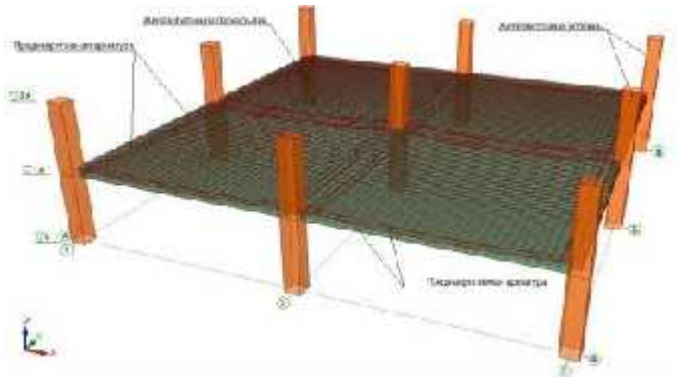
(flat slab)

هي بلاطة مرتكزة مباشرة على الأعمدة بدون كمرات و يطلق عليها البلاطة اللاكمرية وهنا يتم انتقال الحمل من البلاطة مباشرة مما يسبب حدوث عزم دوران على

وقد تم استخدام هذه في جميع طوابق هذا

(Roof).

الشكل المجاور يبين عقدة مسطحة بدون جسور



- • أهم مزايا البلاطات المسطحة :
 - مرونة معمارية بسبب اختفاء الكمرات.
 - تقليل النجارة والحدادة مقارنة بالبلاطات الكمرية.
 - تقليل زمن تركيب الشدة .
 - يمكن أن يعمل على توفير (تقليل)
 - هذا النطا يعتبر اقتصادي (توفير الوقت) الحية تزيد عن kg/m^2 في حين أن الحية لو كانت اقل من kg/m^2 يعتبر غير اقتصادي.

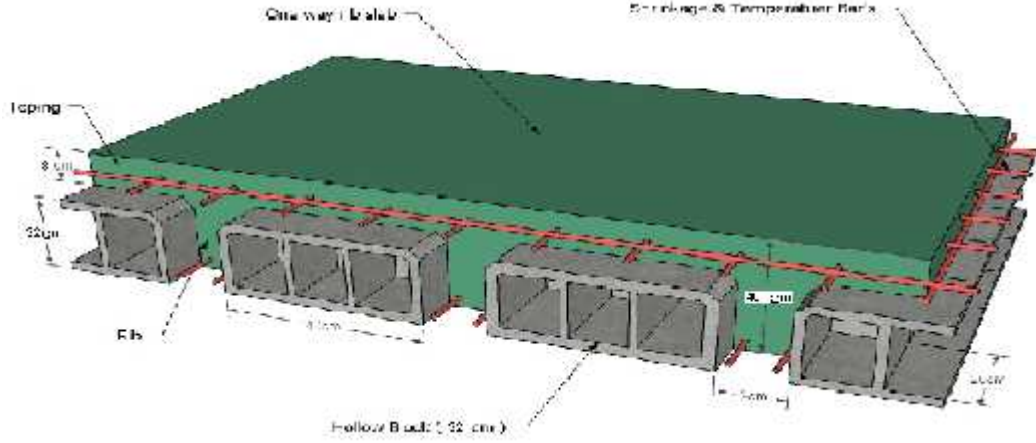
ومن عيوب البلاطات المسطحة :

- نسب الحديد فيه تكون عالية جدا للمتر المكعب من مقارنة بالبلاطات الكمرية مما يسبب زيادة
- وتكون البلاطة ذات سماكة متساوية لكامل مساحتها وبدون كمرات ساقطة لكن تكون قضبان التسليح متقاربة
- الخطوط بين Shear stresses - وهذا هو ما يسبب زيادة نسبة الحديد في هذا النوع.
- ويكون هناك أيضا من هذه البلاطات بجسور وتيجان للأعمدة يمكن استخدامها في حالة الأحمال العالية

:(One way ribbed slab)

...

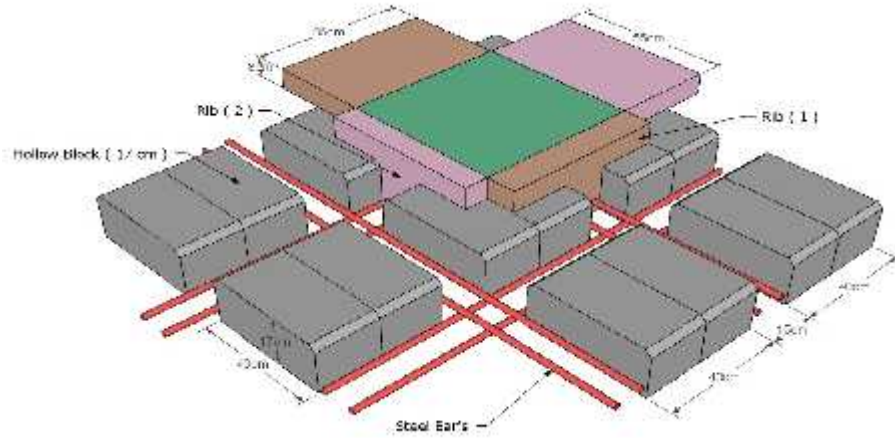
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وتتميز خفة وزنها وفعاليتها.



:(-)

:(Two way ribbed slab) عقدات العصب ذات الاتجاهين

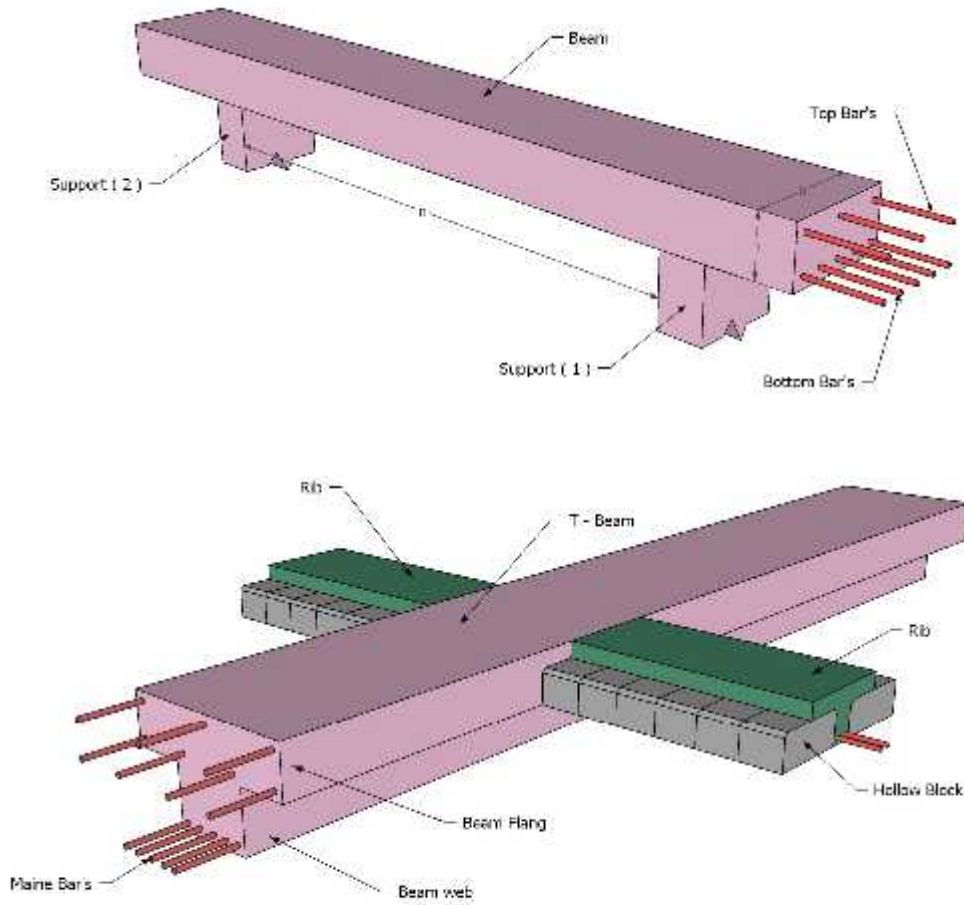
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



:(-) :عقدات العصب ذات الاتجاهين.

: ..

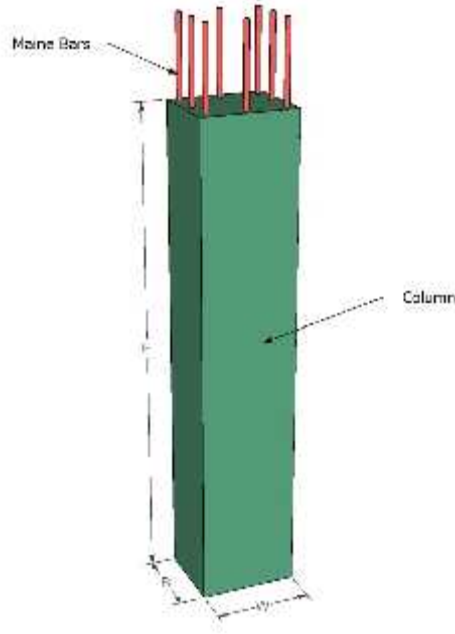
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين (مخفية داخل العقدات)
"Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل،
بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال
تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.



(-)

.. :

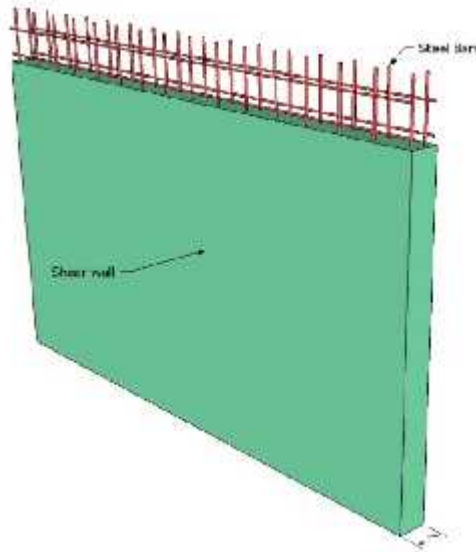
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



:(-)

.. () :

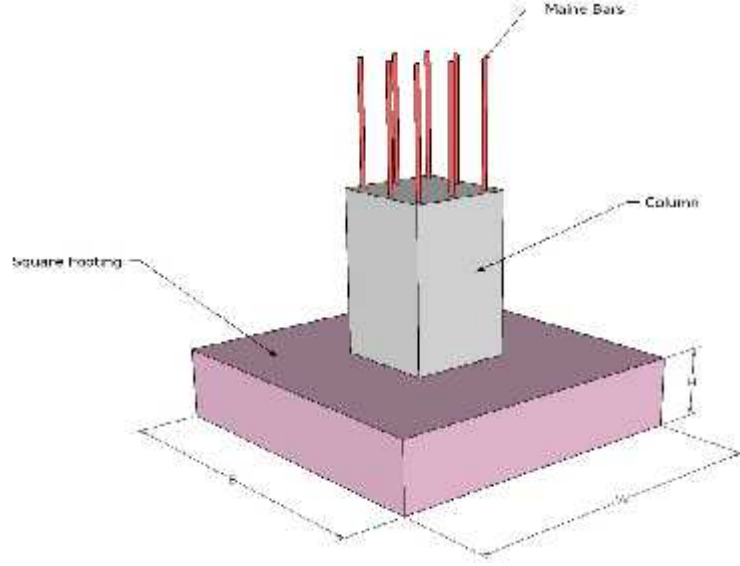
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسطح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي واثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



. (-) :

.. :

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

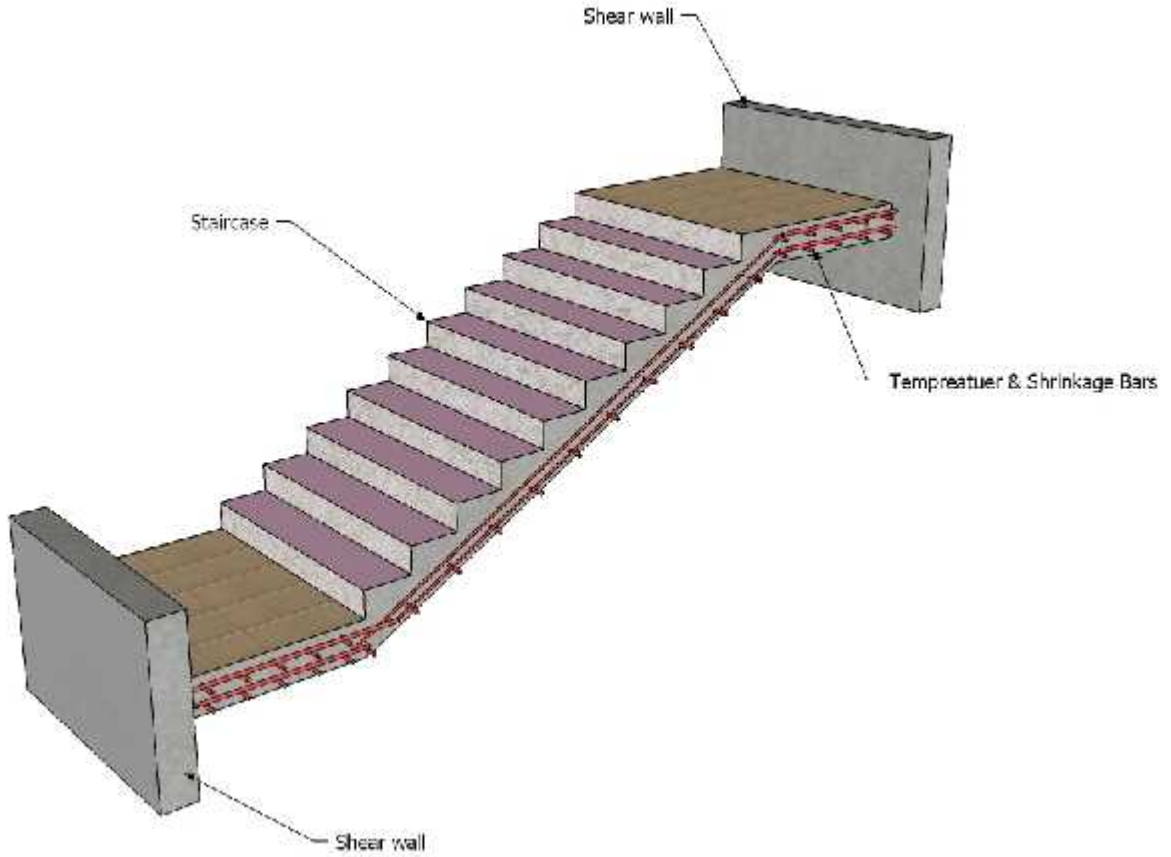


:(-)

عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنوا وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

.. :

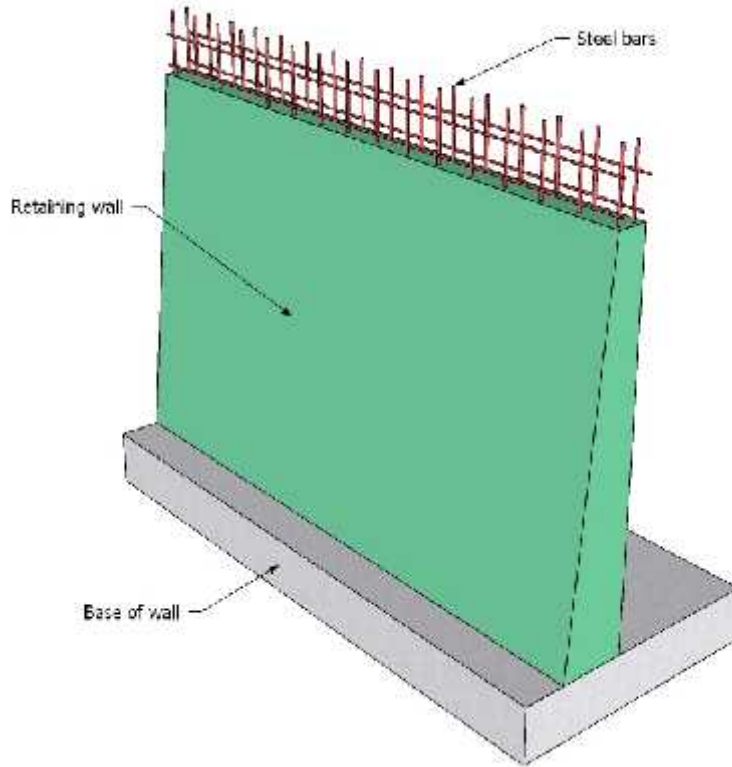
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسى بين المستويات المختلفة المناسب وتم استخدامها في
(-) يبين



.(-) :

.. الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي ن الانهيار أو الانزلاق. الإستنادية من الخرسانة .



(-)

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4

- 4.1 Introduction.
- 4.2 Determination of Slab Thickness “rib”.
- 4.3 Determination of Factored Load
- 4.4 Design of topping
- 4.5 Design of Rib 1.
- 4.6 Design of Beam 3.
- 4.7 Determination of Slab Thickness “Flat plate”.
- 4.8 load calculations for flat plate.
- 4.9 Check of Punching Shear .
- 4.10 Design of flat plate on basement floor By SAFE Program.
- 4.11 Design of Short Column (C21)
- 4.12 Design of Long Column (C16).
- 4.13 Design of Stairs .
- 4.14 Design of Isolated Footing.
- 4.15 Design of basement Wall.
- 4.16 Design of basement footing.
- 4.17 Design of Foundations By SAFE Program .
- 4.18 Design of shear wall by ETABS program.
- 4.19 Design of shear wall “ Manual Sample”.
- 4.20 Design of the Well By SAB Program.
- 4.21 Design of the Swimming pool by SAB program .

4.1 Introduction

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much computer software such as “ATIR, SAFE, ETABS, SAB” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design it.

4.2 Determination of Slab Thickness

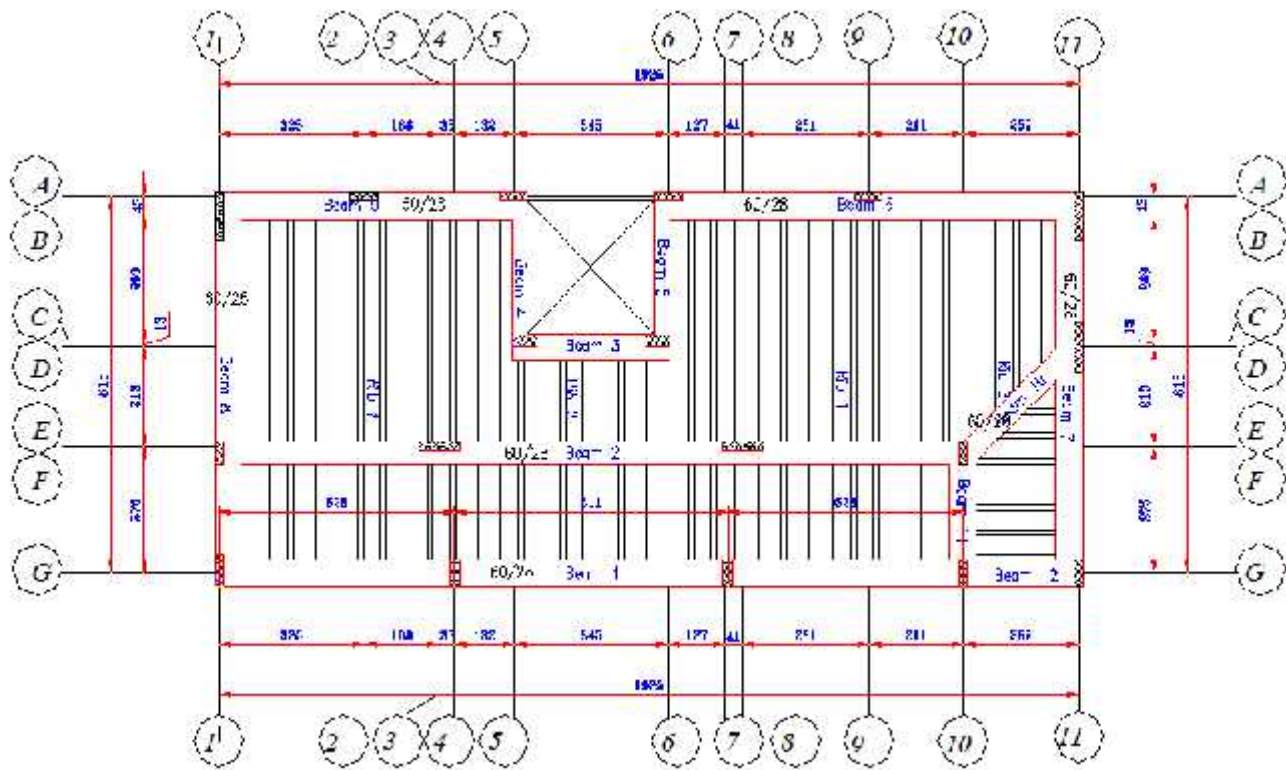


Figure (4-1): Roof Floor Slab.

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:

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

$$= 528 / 18.5 = 28 \text{ cm.}$$

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

$$= 255/18.5 = 14 \text{ cm}$$

The controller slab thickness is 28 cm.

Select Slab thickness $h = 28\text{cm}$ with block 20cm & Topping 8cm .

4.3 Determination of factored Load

4.3.1 Determination of Dead load

$$\text{Sand Fill} \rightarrow 0.07 * 0.52 * 17 = 0.619 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Tiles} \rightarrow 0.03 * 0.52 * 22 = 0.343 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Rib} \rightarrow 0.2 * 0.12 * 25 = 0.6 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Block} \rightarrow 0.2 * 0.40 * 9 = 0.72 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Topping} \rightarrow 0.08 * 0.52 * 25 = 1.04 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Plaster} \rightarrow 0.02 * 0.52 * 23 = 0.239 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Mortar} \rightarrow 0.02 * 0.52 * 23 = 0.239 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Partition} \rightarrow 1.25 * 0.52 = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Nominal Total Dead Load} = 0.619 + 0.343 + 0.6 + 0.72 + 1.04 + 0.239 + 0.239 + 0.65 = 4.45 \text{ kN/m of rib}$$

$$\text{Nominal Total live load} = 5 * 0.52 = 2.6 \text{ kN/m of rib}$$

$$\text{Total Dead Lad (service)} = 4.45/0.52 = 8.55 \text{ kN/m}^2$$

Total live load = 5 KN/m²

4.3.2 Determination of factored dead & live load .

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*4.45 = 5.34 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m.

4.4 Design of Topping:

Dead load of topping = $W_{\text{topping}} + W_{\text{tiles}} + W_{\text{sand}} + W_{\text{mortor}}$

$$= 1.04 + 0.343 + 0.619 + 0.239 = 2.24 \text{ KN/m}$$

Total Dead Load = $2.24/0.52 = 4.31 \text{ KN/m}^2$.

Live Load = 5 KN/m². (for Stores)

$q_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$

$$= 1.2 * 4.31 + 1.6 * 5 = 13.172 \text{ KN/m}^2. \text{ (Total Factored Load)}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_u &= \frac{q_u * l^2}{12} = 13.172 * 0.4^2 / 12 \\ &= 0.172 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M_n &= 0.42 \sqrt{f_c'} * \frac{bh^2}{6} \\ &= 0.42 \sqrt{24} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow w * M_n &= 0.55 * 2 = 1.1 \text{ KN.m.} \\ \rightarrow w * M_n &= 1.1 > M_u = 0.172 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\dots = 0.0018$$

$$A_s = \dots * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 \text{ cm}^2.$$

Use 1 10/25 cm in both directions.

4.5 Design of Rib 1

Geometry Units: meter, cm

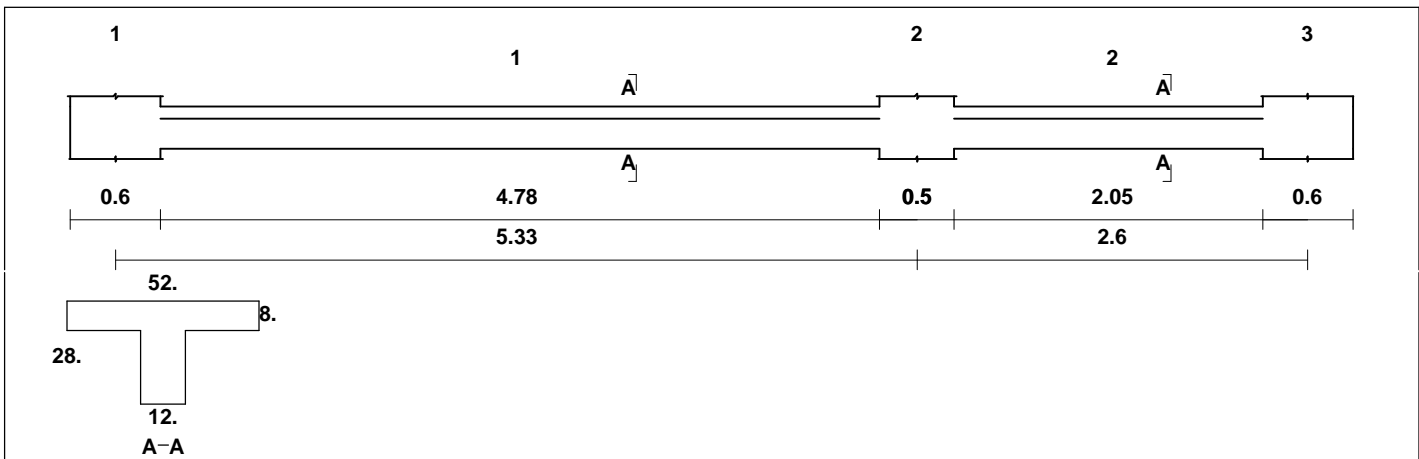


Figure (4-2) : Rib Geometry

Moments: spans 1 to 2

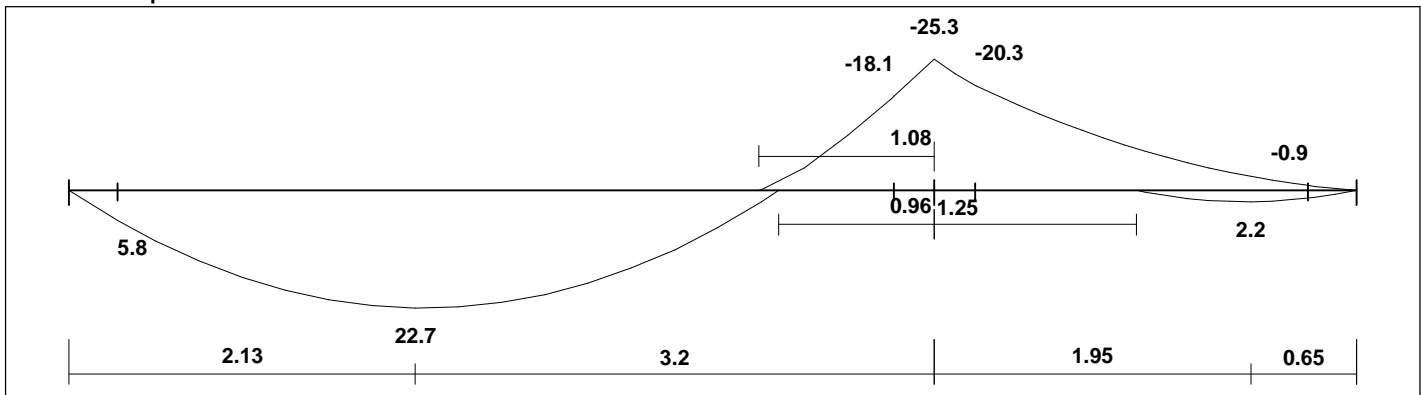


Figure (4-3) : Moment Envelop of rib 1.

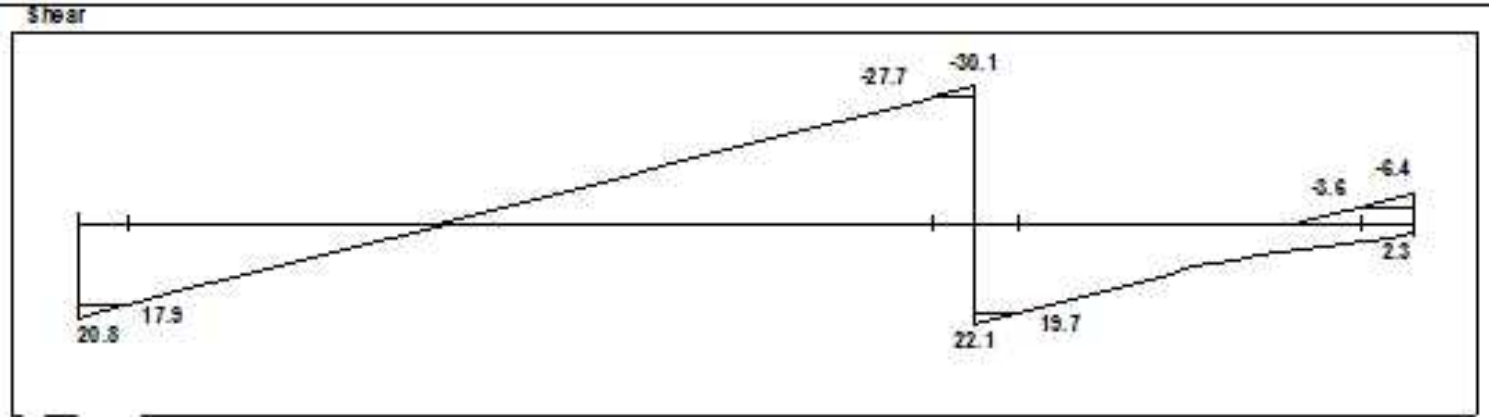


Figure (4-4) : Shear Envelop of rib 1.

4.5.1 Design of Negative moment of rib 1:

Maximum negative moment is $M_u = 20.3 \text{ KN.m}$

$$M_n = 20.3 / 0.9 = 22.5 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 24.7$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{22.5 * 10^{-3}}{0.12 * (0.246)^2} = 3.1 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{24.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.7)(3.1)}{420}} \right) = 0.0081$$

$$A_s = 0.0081 (12) (24.6) = 2.39 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (12)(24.6) \geq \frac{1.4}{420} (12)(24.6)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.785 < 0.98 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$2.39 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s_{\text{bar}}} = 2.39 / 1.13 = 2 \text{ bars}$$

$$* \text{ Note A}_{12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Select 2 12 mm .

- **Check for strain**

Tension = compression

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

$$2 * 113 * 420 = 0.85 * 20 * 0.12 * a$$

$$a = 46.52 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{s_1} = \frac{46.52}{0.85} = 54.72 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{246 - 54.72}{54.72} \times 0.003$$

$$v_s = 0.01 > 0.005$$

OK

4.5.2 Design of Positive moment of rib 1

Maximum positive moment is $M_u = 22.7$ KN.m

$$M_n = 22.7 / 0.9 = 25.2 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 24.7$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{22.7 * 10^{-3}}{0.52 * (0.246)^2} = 0.72 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{24.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.7)(0.72)}{420}} \right) = 0.0017$$

$$A_s = 0.0017 (52) (24.6) = 2.23 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (12)(24.6) \geq \frac{1.4}{420} (12)(24.6)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.78 < 0.98 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$2.23 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s_{\text{bar}}} = 2.23 / 1.13 = 1.98 \approx 2 \text{ bars}$$

* Note $A_{12} = 1.13 \text{ cm}^2$

Select 2 12 mm .

4.5.3 Design of shear of rib 1

$$V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$
$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.12 * 0.246 * 1000$$
$$= 16.5 \text{ KN}$$

$$V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 120 * 246 * 10^{-3} = 7.38 \text{ KN.}$$

$$V_{smin} = 7.38$$

$$V_u = 27.7 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$V_c + V_{smin} > V_u \quad V_c + 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$16.5 + 7.38 > 27.7 \quad 49.5$$

So categories (4) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi V_s}$$
$$= \frac{0.75 * 1.58 * 420 * 246}{7.38 * 10^3} = 16.59 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 24.6/2 = 12.3 \text{ cm.}$$

$$S = 60 \text{ cm.}$$

Use S = 15 cm

Then use 2 legs 10 @ 10 cm.

4.6 Design of Beam 1 :

Geometry Units:meter,cm

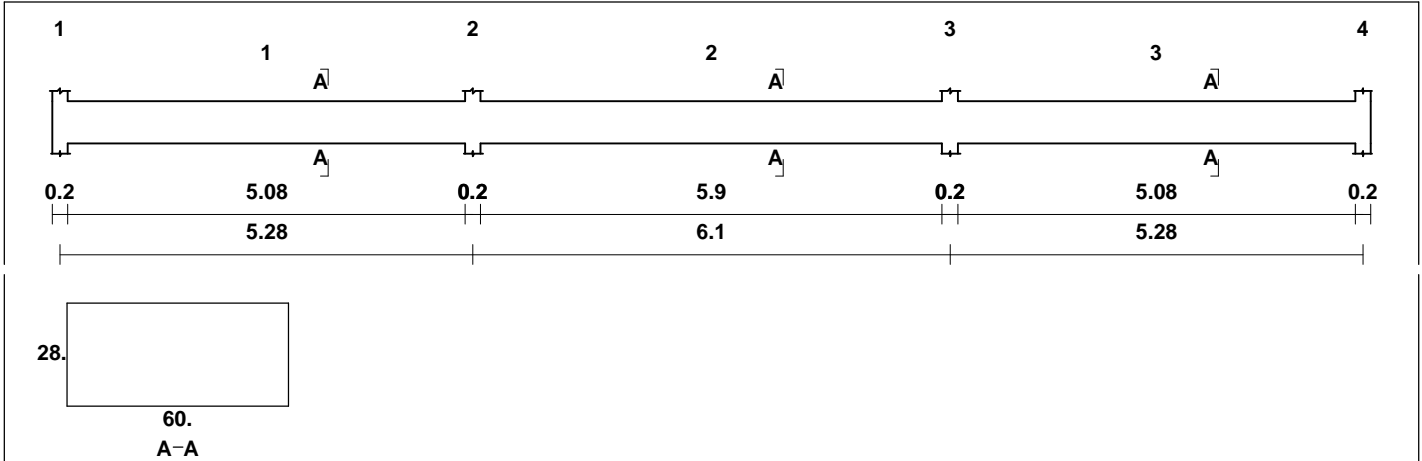


Figure (4-5) : Beam 3 Geometry.

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 3

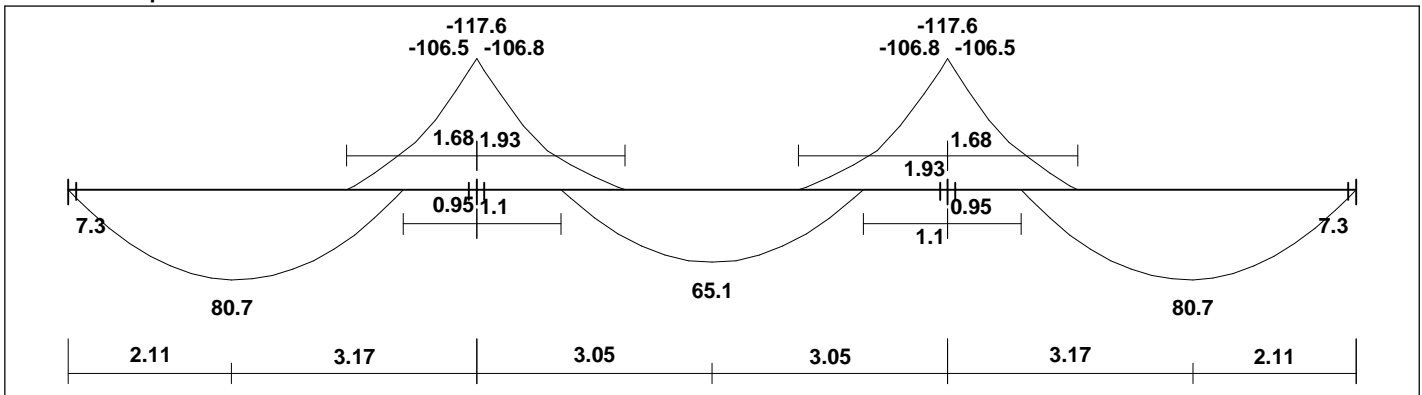


Figure (4-6) : Moment Envelope for Beam 3.

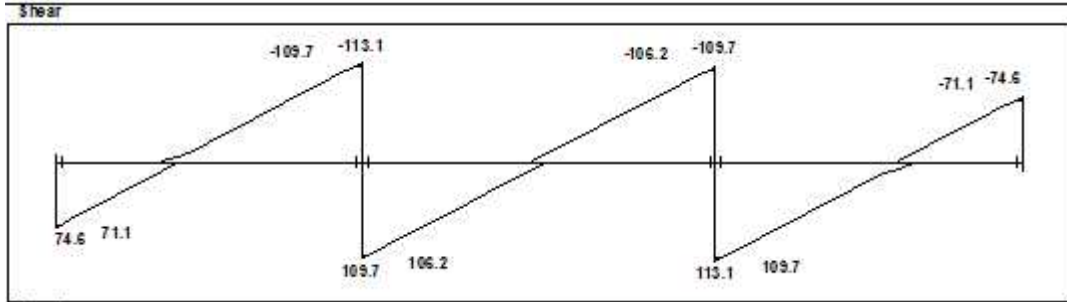


Figure (4-7) : Shear Envelop for Beam 3.

4.6.1 Design of Span 1

4.6.1.1 Design of Positive moment

$$b_w = 60\text{cm}, h = 28\text{cm}$$

$$d = 280 - 40 - 10 - 10 = 22\text{cm}$$

$$Mu = 80.7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{80.7}{0.9} = 89.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(60)(22.0) \geq \frac{1.4}{420}(60)(22.0)$$

$$As_{\min} = 3.51 < 4.4 \dots\dots\dots\text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 4.4\text{cm}^2$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{89.6 * 10^{-3}}{0.6 * (0.22)^2} = 3.08 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 24.7$$

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

$$= \frac{1}{24.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.7)(3.08)}{420}} \right) = .00817$$

$$A_{req} = m * b * d = .00817 * 60 * 22 = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$10.78 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{10.78}{2.54} = 4.24$$

Then we select (5) bars 18 $A_s \text{ provided} = 5 * 2.54 = 12.7 \text{ cm}^2$

- **Check for strain**

Tension = compression

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

$$6 * 201 * 420 = 0.85 * 600 * 24 * a$$

$$a = 49.65 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\rho_1} = \frac{49.65}{0.85} = 58.4 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{220 - 58.4}{58.4} * 0.003$$

$$v_s = 0.0083 > 0.005$$

4.6.1.2 Design of Negative moment

$$b_w = 60\text{cm}, h = 28\text{cm}$$

$$d = 280 - 40 - 10 - 10 = 22\text{cm}$$

$$Mu = 106.8 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{106.8}{0.9} = 118.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{118.6 * 10^{-3}}{0.6 * (0.22)^2} = 4.08 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc} = \frac{420}{0.85 * 24} = 24.7$$

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

$$= \frac{1}{24.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.7)(4.08)}{420}} \right) = 0.011$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.011 * 60 * 22 = 14.91\text{cm}^2$$

$$\text{Use } 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{14.91}{2.54} = 5.8$$

Then we select (6) bars 18 $A_s \text{ provided} = 6 * 2.54 = 15.54\text{cm}^2$

4.6.1.3 Design of shear

$$V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$
$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 600 * 220/1000$$
$$= 73.79 \text{ KN}$$

$$V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 600 * 220 * 10^{-3} = 33 \text{ KN.}$$

$$V_{smin} = 33 \text{ KN.}$$

$$V_u = 109.7 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$V_c + V_{smin} < V_u \quad V_c + 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$(73.79 + 33) < 109.7 \quad (73.79 + 147.5)$$

So categories (4) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = d/2 = 220/2 = 110 \text{ cm.}$$

$$S = 60 \text{ cm.}$$

Use $S = 10 \text{ cm}$

Then use 2 legs 10 @ 10 cm.

4.6.2 Design of Span 2

4.6.2.1 Design of Positive moment

$$b_w = 60\text{cm}, h = 28\text{cm}$$

$$d = 280 - 40 - 10 - 10 = 22\text{cm}$$

$$Mu = 65.1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{65.1}{0.9} = 72.33 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{72.33 * 10^{-3}}{0.6 * (0.22)^2} = 2.49 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 24.7$$

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

$$= \frac{1}{24.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.7)(2.49)}{420}} \right) = 0.00647$$

$$A_{req} = m * b * d = 0.00647 * 60 * 22 = 8.55\text{cm}^2$$

$$8.55 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 4.4\text{cm}^2$$

$$\text{Use } 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{8.55}{2.54} = 3.36$$

Then we select (4) bars 18 $A_s \text{ provided} = 4 * 2.54 = 10.16\text{cm}^2$

4.6.2.2 Design of Negative moment

$$b_w = 60\text{cm}, h = 28\text{cm}$$

$$d = 280 - 40 - 10 - 10 = 22\text{cm}$$

$$Mu = 106.8 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{106.8}{0.9} = 118.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{118.6 * 10^{-3}}{0.6 * (0.22)^2} = 4.08 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc} = \frac{420}{0.85 * 24} = 24.7$$

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

$$= \frac{1}{24.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.7)(4.08)}{420}} \right) = 0.011$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.011 * 60 * 22 = 14.91\text{cm}^2$$

$$\text{Use } 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{14.91}{2.54} = 5.8$$

Then we select (6) bars 18 $A_s \text{ provided} = 6 * 2.54 = 15.54\text{cm}^2$

4.6.2.3 Design of shear

$$V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$
$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 600 * 220/1000$$
$$= 73.79 \text{ KN}$$

$$V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 600 * 220 * 10^{-3} = 33 \text{ KN.}$$

$$V_{smin} = 33 \text{ KN.}$$

$$V_u = 106.2 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$V_c > V_u \quad V_c + V_{smin}$$

$$(73.79) < 106.2 \quad (73.79+33)$$

So categories (3) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = d/2 = 22/2 = 11 \text{ cm.}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

Use $S = 11 \text{ cm}$

Then use 2 legs 10 @ 10 cm.

4.6.3 Design of Span 3

4.6.1.1 Design of Positive moment

$$b_w = 60\text{cm}, h = 28\text{cm}$$

$$d = 280 - 40 - 10 - 10 = 22\text{cm}$$

$$Mu = 80.7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{80.7}{0.9} = 89.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(60)(22.0) \geq \frac{1.4}{420}(60)(22.0)$$

$$As_{\min} = 3.51 < 4.4 \dots\dots\dots\text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 4.4\text{cm}^2$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{89.6 * 10^{-3}}{0.6 * (0.22)^2} = 3.08 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 24.7$$

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

$$= \frac{1}{24.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.7)(3.08)}{420}} \right) = .00817$$

$$A_{\text{req}} = * b * d = .00817 * 60 * 22 = 10.78\text{cm}^2$$

$$10.78 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{12.16}{2.54} = 4.24$$

$$\text{Then we select (5) bars } 18 \quad A_s \text{ provided} = 5 * 2.54 = 12.7 \text{ cm}^2$$

- **Check for strain**

Tension = compression

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

$$6 * 201 * 420 = 0.85 * 600 * 24 * a$$

$$a = 49.65 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{s_1} = \frac{49.65}{0.85} = 58.4 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{220 - 58.4}{58.4} * 0.003$$

$$v_s = 0.0083 > 0.005$$

4.6.1.2 Design of Negative moment

$$b_w = 60 \text{ cm}, h = 28 \text{ cm}$$

$$d = 280 - 40 - 10 - 10 = 22 \text{ cm}$$

$$Mu = 106.8 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{106.8}{0.9} = 118.6 \text{ KN .m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{118.6 * 10^{-3}}{0.6 * (0.22)^2} = 4.08 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 24.7$$

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

$$= \frac{1}{24.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.7)(4.08)}{420}} \right) = 0.011$$

$$A_{req} = m * b * d = 0.011 * 60 * 22 = 14.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{14.91}{2.54} = 5.8$$

Then we select (6) bars $18 \quad A_s \text{ provided} = 6 * 2.54 = 15.54 \text{ cm}^2$

4.6.1.3 Design of shear

$$V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 600 * 220 / 1000$$

$$= 73.79 \text{ KN}$$

$$V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3} \right) * 600 * 220 * 10^{-3} = 33 \text{ KN.}$$

$$V_{smin} = 33 \text{ KN.}$$

$$V_u = 109.7 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$V_c + V_{smin} < V_u \quad V_c + * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$(73.79 + 33) < 109.7 \quad (73.79+147.5)$$

So categories (4) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = d/2 = 22/2 = 11 \text{ cm.}$$

S = 60 cm.

Use S = 10 cm

Then use 2 legs 10 @ 10 cm.

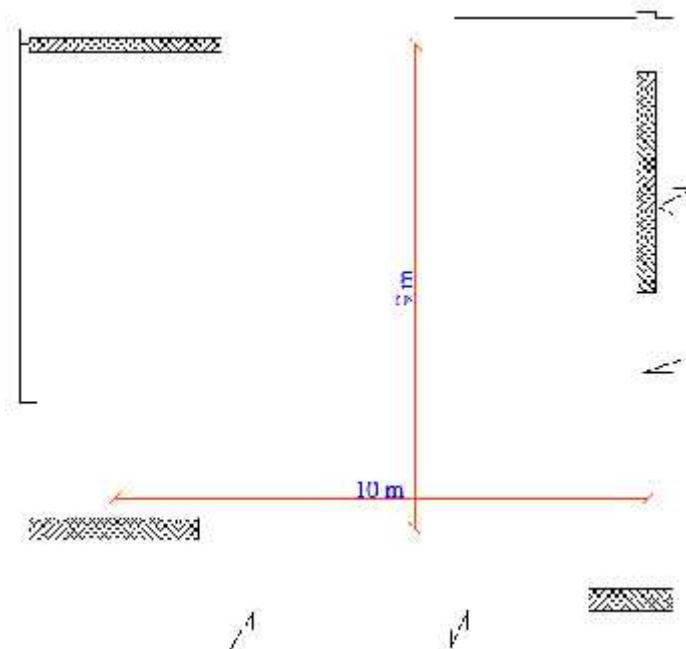
4. Determination of Thickness:

4. .1 Determination of Thickness for flat plate:-

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

The overall depth must satisfy ACI :

For the slab Section as shown in fig (4-8).



For flat plate without drop panels with no edge beams, minimum slab thickness equal:

$$h_{min} = L_n / 30 = 10 / 30 = 0.33 \text{ m}$$

$$h = 330 \text{ mm}$$

According to ACI.....table 9.5(c) chapter 9.

Deflection = $L/360 = 10000/360 = 27.7 \text{ mm}$, we want to use $h = 330 \text{ mm}$, the value of deflection remain at the range.

The deflection must be considered, and no punching shear occurred.

Using safe program for analysis, we take :

$$d = h - \text{Cover} - \text{diameter bar} = 33 - 2 - 1.4 = 29.6 \text{ cm.}$$

Assuming $\phi 14$ mm reinforcing bars, with $A^s = 154 \text{ mm}^2$

4. Load Calculation:

Calculation of the total dead load for flat plate slab is shown in the following table (4-1)

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	$0.03 * 1 * 1 * 23 = 0.69 \text{ KN/ m}^2$.
2	Mortar	$0.02 * 1 * 1 * 22 = 0.44 \text{ KN/ m}^2$.
3	Plaster	$0.02 * 1 * 1 * 22 = 0.44 \text{ KN/ m}^2$.
4	Sand	$0.07 * 1 * 1 * 16 = 1.12 \text{ KN/ m}^2$.
5	Slab	$0.33 * 1 * 1 * 25 = 8 \text{ KN/ m}^2$.
6	Partition	$1.5 * 1 * 1 \text{ KN/ m}^2$.
		12.1 KN/ m² .

Calculation load:-

$$D.L._{\text{total}} = 0.69 + 0.44 + 0.44 + 1.12 + 8 + 1.5 = 12.1 \text{ KN/ m}^2$$

$$\text{Live load} = 5 \text{ KN/ m}^2$$

Factored dead Load = $1.2 * 12.1 = 14.52 \text{ KN/m}^2$.

Factored live Load = $1.6 * 5 = 8 \text{ KN/m}^2$.

$W_u = 14.52 + 8 = 22.52 \text{ KN/m}^2$

4. Check punching shear.

***Check for the flat plate punching shear on (column C20 in 14 floor):-**

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

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{S_c} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

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

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

Where:

$$S_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{80}{70} = 1.14$$

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

$$= 2 \times \{(a+d) + (b+d)\} = 2 \times \{(0.70+0.29) + (0.80+0.29)\} = 4.16 \text{ m.}$$

$r_s = 40$ for interior column

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{1.14} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.404 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{40 \times 0.29}{4.16} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.399 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.333 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \dots \dots \dots \text{Control}$$

$$V_u = (5 \times 5 - (0.8 + 0.29 \times 0.29)) \times 22.52 = 542.9 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.333 \sqrt{24} \times 4.16 \times 0.29 \times 10^3$$

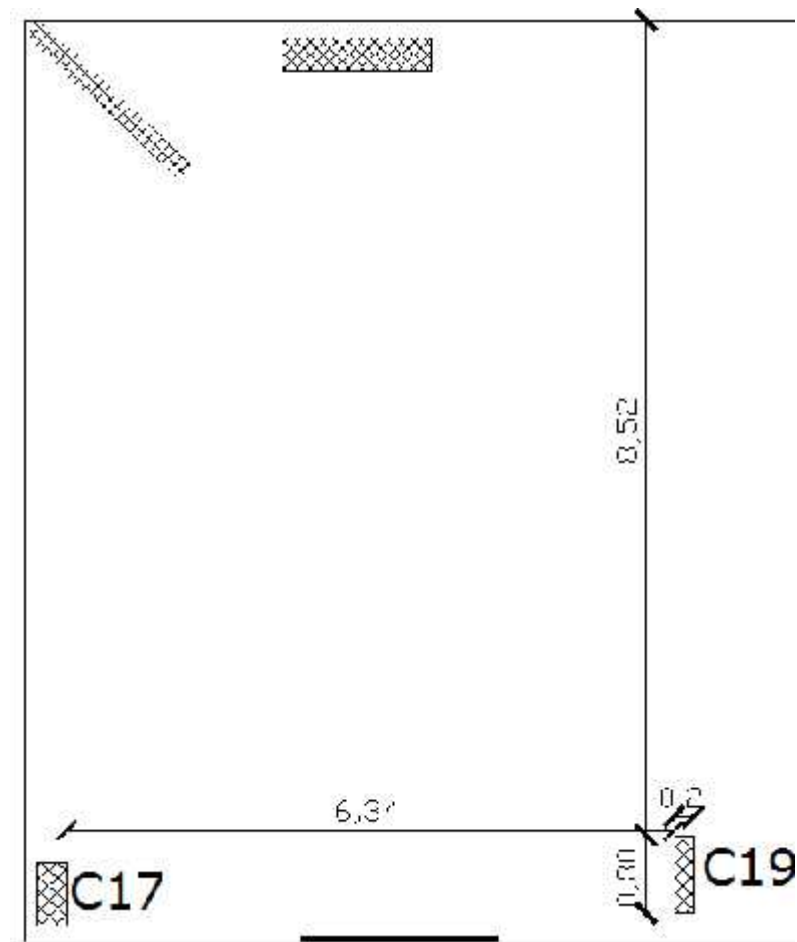
$$V_c = 1968 \text{ kN} \dots \dots \dots \Phi = 0.75$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1792.3 = 1476 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c > V_u \dots \dots \dots \text{O.K}$$

.No punching shear occurred on the column 20 ,And this picture Show the Value of punching Shear from Safe program for this Column (0.6082 < 1) ok .

Sample About Punching Shear Reinforcement for (column C19 in 14 floor):-



We Have :

- 1- Col 19 “internal Column”
- 2- (8.5m*6.3m) Spans .
- 3- Slab thickness 33cm & d =29 cm.

(column C19 in 14 floor):-

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

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{S_c} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

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

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

Where:

$$S_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{80}{20} = 4$$

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

$$= 2 \times \{(a+d) + (b+d)\} = 2 \times \{(0.80+0.29) + (0.20+0.29)\} = 3.16 \text{ m.}$$

$r_s = 40$ for interior column

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{4} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.25 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \text{ (Control)}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{40 \times 0.29}{3.16} + 2 \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.47 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.333 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d.$$

$$V_u = (8.5 \times 6.3 - (0.8 + 0.29 \times .29)) \times 22.52 = 1186 \text{ kN}$$

$$V_c = .25 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = 0.25 \sqrt{24} \times 3.14 \times 0.29 \times 10^3$$

$$V_c = 1115 \text{ kN} \dots \dots \dots \Phi = 0.75$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1115 = 836 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c < V_u \dots \dots \dots \text{Not O.K}$$

Use Shear Reinforcement :

$$d = 0.29 > 0.15$$

$$V_{n\max} = (\Phi/2) \sqrt{24} \times 3.16 \times .29 \times 1000 = 1683.54 \text{ kN}$$

$$A_v/s = \{ (V_u/\Phi) - V_c \} / (F_y \cdot d)$$

$$V_c = (1/6) \sqrt{24} \times 3.16 \times .29 \times 1000 = 748.23 \text{ kN}$$

Try 8 $\Phi 10$

$$8 \times 79 \times 10^{-6} / s = \{ (1186/0.75) - 748.23 \} / (420 \times .29)$$

$$s = 0.01 \text{ m}$$

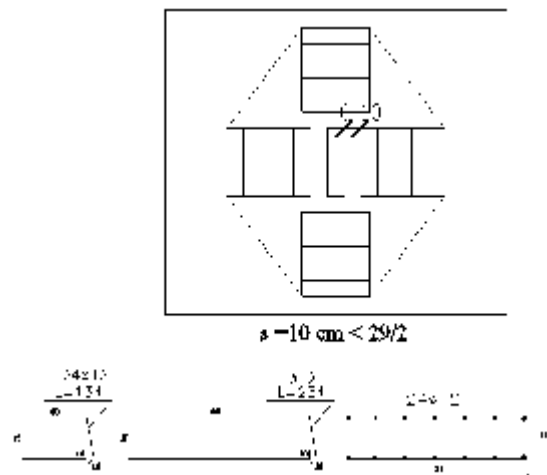
Take $s = 10 \text{ cm}$

Finding The Critical Section :

$$\Phi V_c = (0.75/6) \times 4(a + \sqrt{2} \cdot .9) \times .29 \times 1000 = 1186$$

$$a = 2.4 \text{ m}$$

of Stirrups is $2.4/.1 = 24$ at all perimeter



Figure(4-9) punching shear reinforcement

***Check punching shear occurred By Safe.**

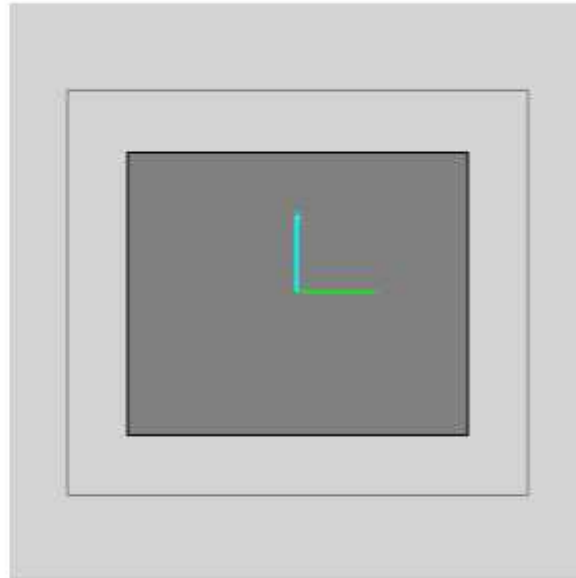
ACI 318-08 Punching Shear Check & Design

Geometric Properties

Combination = DCONU1
Point Label = 134
Column Shape = Rectangular
Column Location = Interior
Global X-Coordinate = 1779.97126 m
Global Y-Coordinate = 703.21836 m

Column Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 296.95 mm
Eff. Punching Perimeter = 4256.393 mm
Cover = 33.05 mm
Conc. Comp. Strength = 27.57903 N/mm²
Reinforcement Ratio = 0.0000
Section Inertia I₂₂ = 2.19E+11 mm⁴
Section Inertia I₃₃ = 2.673E+11 mm⁴
Section Inertia I₂₃ = 0 mm⁴
Shear Force = 826.663 kN
Moment Mu₂ = -38.6009 kN-m
Moment Mu₃ = -25.494 kN-m
Max Design Shear Stress = 0.795678 N/mm²
Conc. Shear Stress Capacity = 1.308188 N/mm²
Punching Shear Ratio = 0.61



Column Punching Perimeter



Fig. (4-10) punching Shear in Safe.

4. Design of flat plate of basement floor.

* basement Flat plate Shape in Safe program:

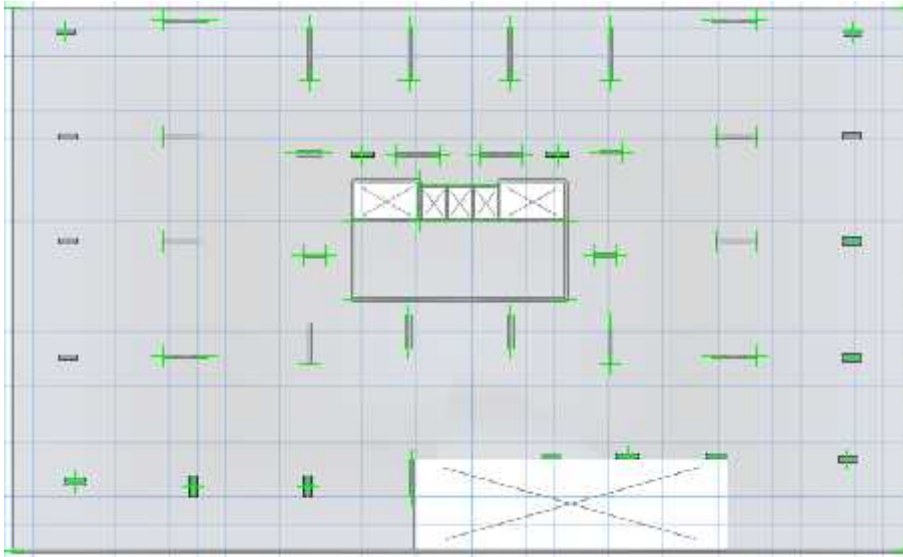


Fig. (4-11) Basement floor.

*Deformed Shape of basement Flat plate floor in Safe program:

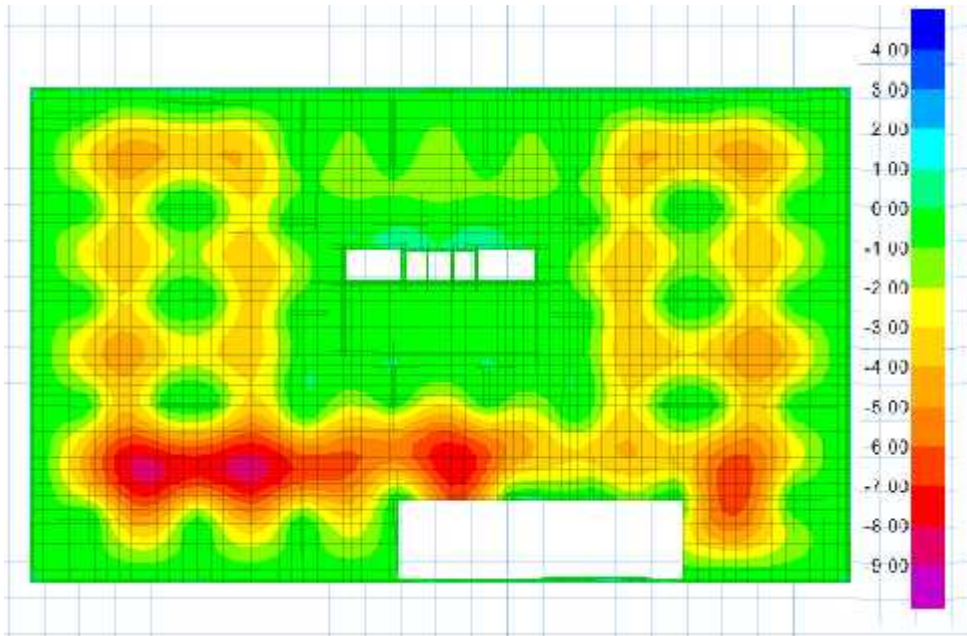


Fig. (4-12) Deformed Shape Basement floor.

***Reinforcement of basement flat plate:**

finite element method has been used to analysis all slabs in this project , because slabs contains many openings and the shapes irregular ,so it's difficult to take strip and use equivalent frame method .

***(bottom- reinforcement for flat plate of basement) from safe :**

1) In horizontal direction :

Basic reinforcement 14 @20 cm

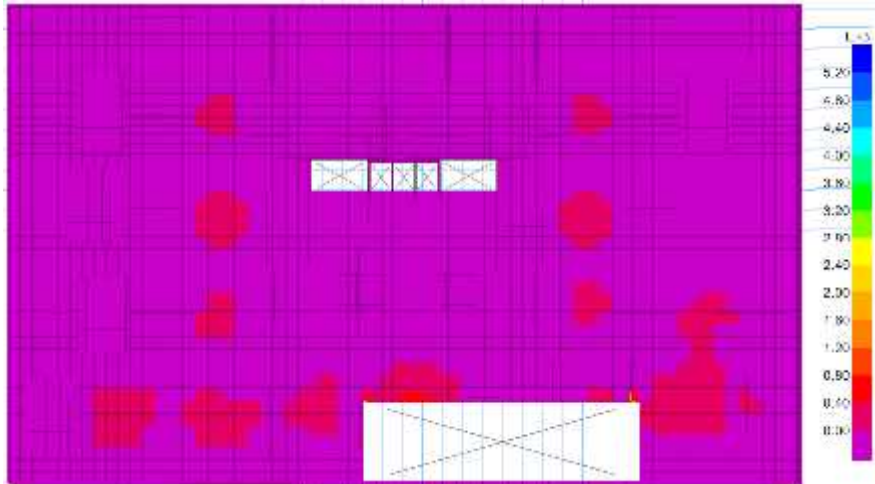


Fig. (4-13) bottom reinforcement in X-dir. Basement floor.

2) In Vertical direction :

Basic reinforcement 14 @20 cm

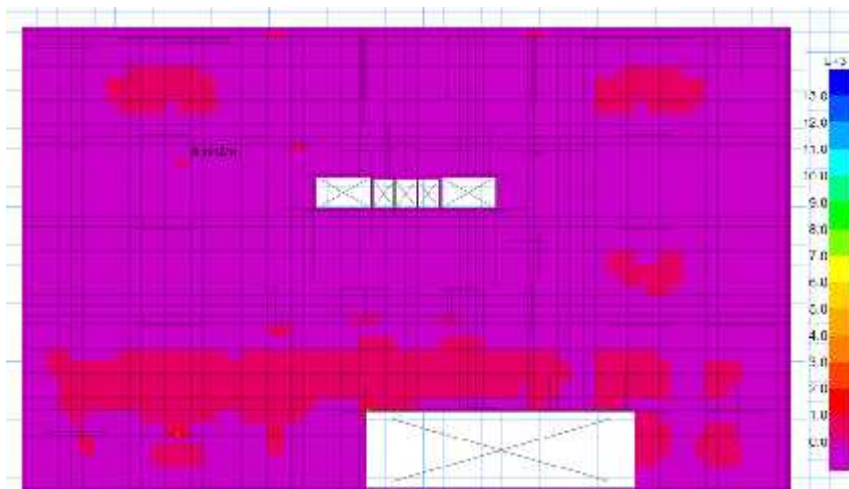


Fig. (4-14) bottom reinforcement in y-dir. Basement floor.

***(Top - reinforcement flat plate of basement) from safe :**

- 1) In horizontal direction :
Basic reinforcement 12 @20 cm

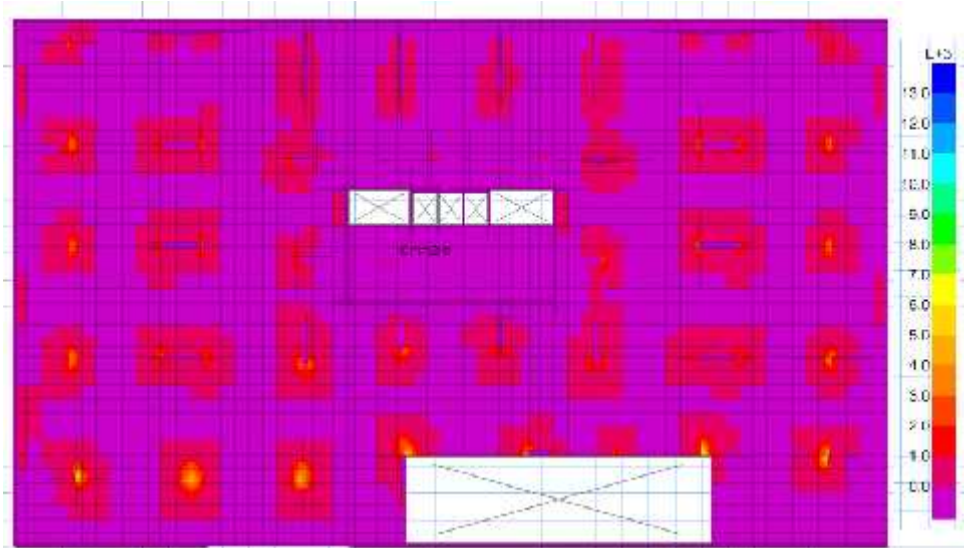


Fig. (4-15) Top reinforcement in X-dir. Basement floor.

- 2) In Vertical direction :

Basic reinforcement 12 @20 cm

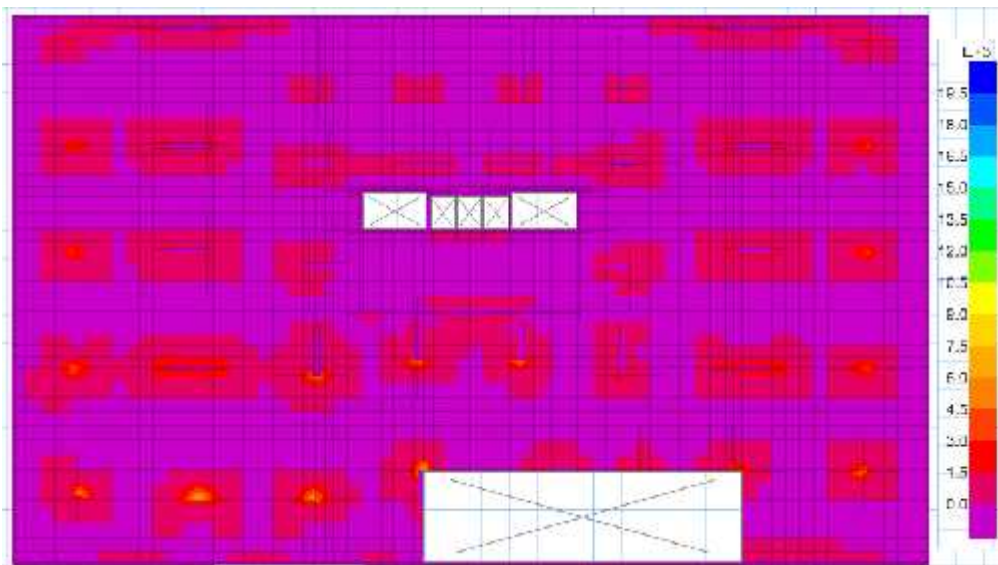


Fig. (4-16) Top reinforcement in y-dir. Basement floor.

So the main reinforcement is:

- 1) Bottom reinforcement Basic Mesh # in both Direction \square 14 / 20 cm C/C
- 2) Top reinforcement basic Mesh # in both Direction \square 12 / 20 cm C/C

4. Design of Short Column (C21) :-

4. .1 Design of longitudinal Reinforcement :

$$P_u = 4715 \text{ KN}$$

$$P_{n(\max)} = \frac{P_u}{0.65} = \frac{4715}{0.65} = 7253.8 \text{ kN.}$$

$$\text{Assume } \rho_g = 0.015$$

$$P_{n(\max)} = 0.8 \times A_g \{0.85 f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$7253.8 \times 1000 = 0.8 \times A_g \{0.85 \times 24 + 0.015(420 - 0.85 \times 24)\}$$

$$A_g = 3436.2 \text{ cm}^2$$

Select 80*70 cm with $A_g = 5600 \text{ cm}^2 > A_{g\text{req}} = 3436.2 \text{ cm}^2$

4. .2 Check Slenderness Effect :

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \leq (34 - 12 \left(\frac{M1}{M2}\right)) \leq 40 \dots \dots \dots \text{ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$K = 1$$

$$Lu = 4 \text{ m}$$

$$r = 0.3h = 0.3 \times 0.8 = 0.24$$

$$\frac{M1}{M2} = 1.0$$

$$\frac{1 \times 4}{0.24} \leq 34 - 12 \times 1 \leq 40 \dots \dots \dots \text{ACI - (10.12.2)}$$

$$16.6 \leq 22 \leq 40$$

\therefore Short Column

\therefore Slenderness effect must not be considered

$$P_{n(\max)} = 0.8 \times A_g \{0.85 f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$7253.8 \times 1000 = 0.8 \times 560 \times 1000 \{0.85 \times 24 + \rho_g (420 - 0.85 \times 24)\}$$

$$\rho_g = 0.0105$$

$$A_s = 0.0105 \times 5600$$

$$A_s = 58.7 \text{ cm}^2$$

Check $A_{s \text{ min}}$:

$$\rho_g = \rho_{s \text{ min}} = 1 \%$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{s \text{ min}} \times A_g$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 \times (80 \times 70)$$

$$A_{s \text{ min}} = 56 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 56 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ req}} = 58.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 \gg \# \text{ of bar} = \frac{58.7}{4.9} = 11.9$$

Use 12 Φ 25 with $A_s = 58.8 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 56 \text{ cm}^2$

4. .3 Design of the Tie Reinforcement:

For 10 mm ties :

$$S \leq 16 \text{ db (longitudonal bar diameter)} \dots \dots \dots \text{ACI - 7.10.5.2}$$

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

$$S \leq \text{Least dimension.}$$

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

$$S \leq 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm}$$

$$S \leq 70$$

Use $\Phi 10 @ 25 \text{ cm}$ ties

4.9.4 Short Column Detail:

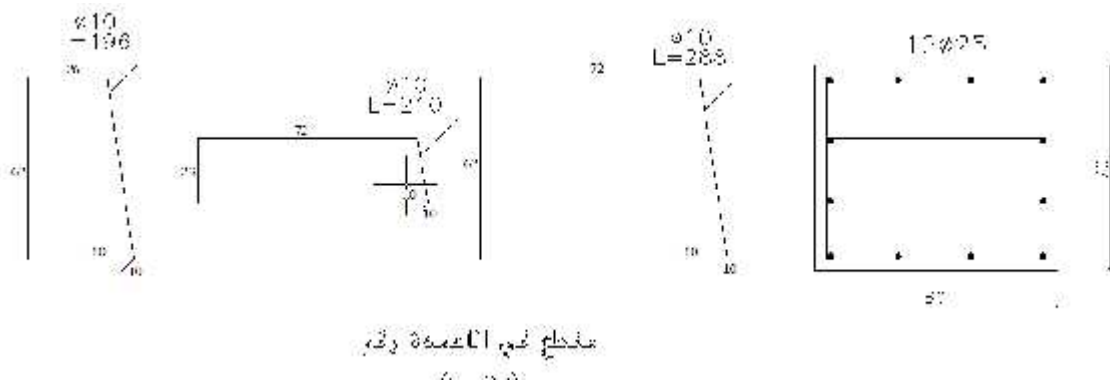


Figure (4-14) : Short Column Detail

4. Design of Long Column (C16) :

4. .1 Design of Longitudinal Reinforcement :

Select column (C6) for design

$$P_u = 2285 \text{ KN}$$

$$P_n = 2285 / (0.65) = 3515.38 \text{ KN}$$

$$\rho_g = 2 \%$$

$$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$3515.38 = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 1548.6 \text{ cm}^2$$

Use 30*65cm with $A_g = 1950 \text{ cm}^2 > A_{g_{req}} = 1548.6 \text{ cm}^2$

4. .2 Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$Lu = 4 \text{ m}$$

$$M_1 \& M_2 = 1$$

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.

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

$$\frac{1 * 4}{0.3 * 0.3} = 44 > 22 < 100$$

\therefore long Coloumn

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

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

$$S_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1500)}{2285} = 0.787$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.65 * 0.3^3}{12} = 0.00146 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.3 * 23270.15 * 10^6 * 0.00146}{1 + 0.787} = 5.7 \text{ MN.m}^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 * 5.7}{(1.0 * 4)^2} = 3.5 \text{ MN.}$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10-16)$$

$$Cm = 1 \dots\dots \text{According to ACI318 - 2002 (10.10.6.4)}$$

$$u_{ns} = \frac{Cm}{1 - (Pu / 0.75 P_c)} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10-12)$$

$$u_{ns} = \frac{1}{1 - (2285 / 0.75 * 3.5 * 10^3)} = 7.6 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24 \text{ mm} = 0.024 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} * u_{ns} = 0.024 * 7.6 = 0.182$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.182}{0.3} = 0.606$$

In The Other Direction

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

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

$$S_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1500)}{2285} = 0.787$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.3 * 0.65^3}{12} = 0.0068 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.65 * 23270.15 * 10^6 * 0.0068}{1 + 0.787} = 57.5 \text{ MN.m}^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 * 57.5}{(1.0 * 4)^2} = 35.43 \text{ MN.}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10 - 16)$$

$$C_m = 1 \dots\dots \text{According to ACI318 - 2002 (10.10.6.4)}$$

$$u_{ns} = \frac{C_m}{1 - (Pu / 0.75 P_c)} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10 - 12)$$

$$u_{ns} = \frac{1}{1 - (2285 / 0.75 * 35.43 * 10^3)} = 1.1 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 650 = 34.5 \text{ mm} = 0.0345 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} * u_{ns} = 0.0345 * 1.1 = 0.0379$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0379}{0.65} = 0.058$$

From Interaction Diagram

$$\frac{wP_n}{A_g} = \frac{2285}{0.3 * 0.65} * \frac{145}{1000} = 1699.1 \text{ Psi}$$

$$\dots_g = 0.021$$

$$A_s = \dots_g * A_g = 0.021 * 65 * 30 = 39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 20 \gg \# \text{ of bar} = \frac{39}{3.14} = 12.6$$

Use 14 $\Phi 20$ with $A_s = 43.96 \text{ cm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 39 \text{ cm}^2$

4. .3 Design of the Tie Reinforcement :

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b$ (Longitudinal.bar.diameter) = $16 \times 2.0 = 32cm$.

$Spacing \leq 48 \times d_t$ (tie.bar.diameter) = $48 \times 1.0 = 48cm$.

$Spacing \leq$ Least.dimension = 30cm

\therefore Use 1w10 @ 25cm

Detail of column 16:-

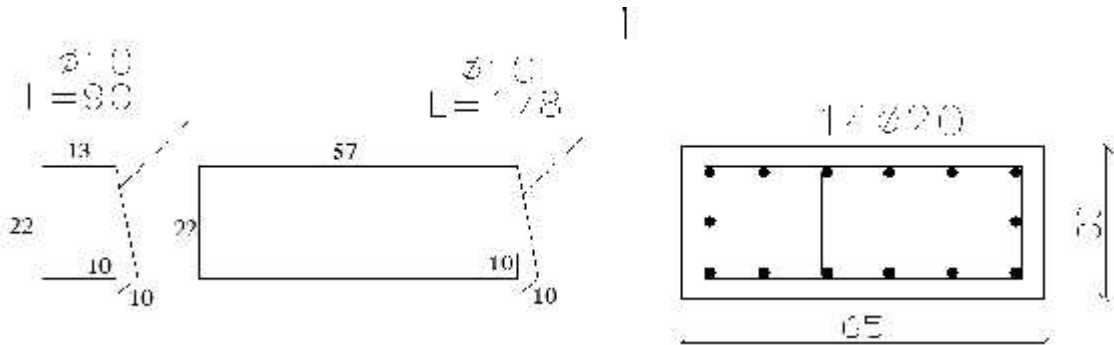


Figure (4-17) : Long Column Detail

.13Design of Stairs :

4.13.1 Determination of Slab Thickness:

- $L_1 = 1.5$ m.

- $L_2 = 3.6$ m.

- $h_{req} = L / 20$.

- $h_{req} = 360 / 20 = 18.0$ cmtake $h = 20$ cm.

⇒ **Use $h = 20$ cm.**

Cos = 30

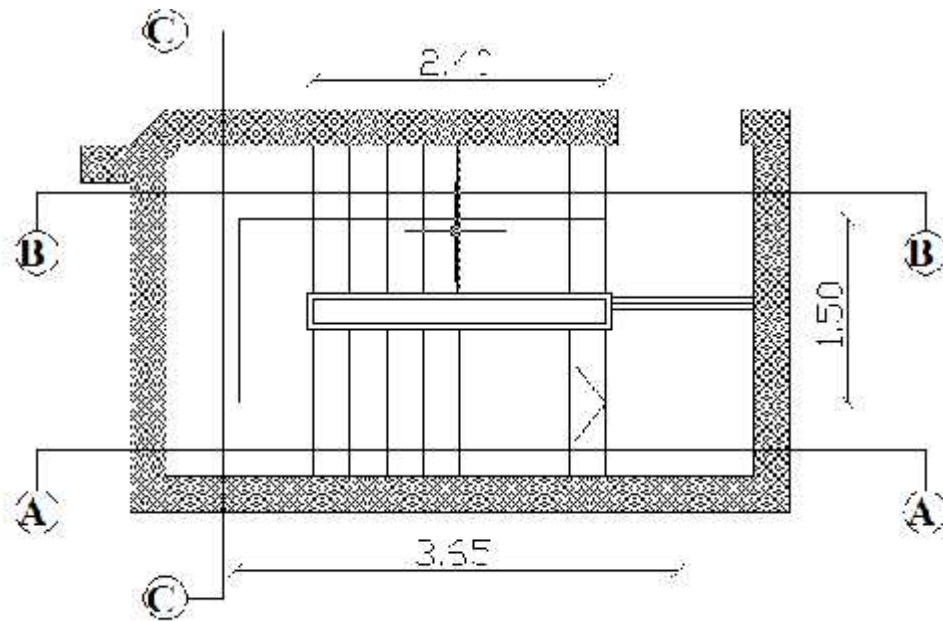


Figure (4-18) : Stairs plan

4.13.2 Load Calculations at section (A-A)

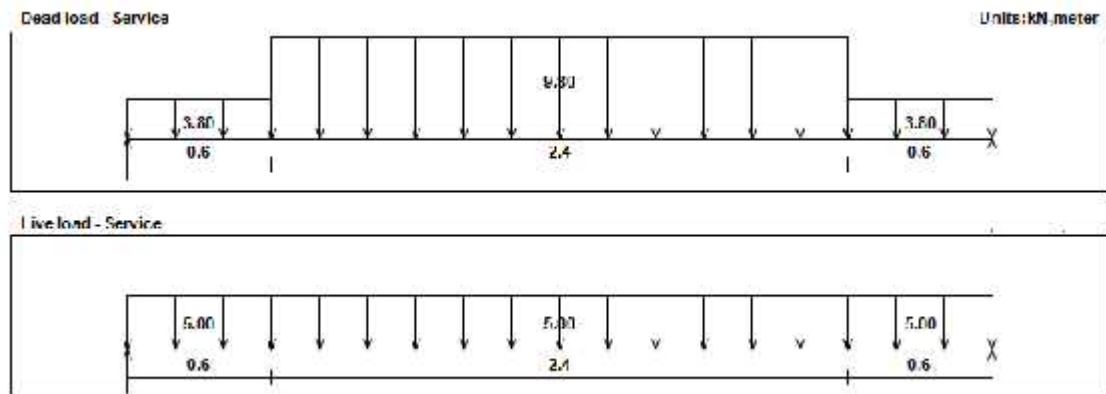


Figure (4-19) : Loads on stairs

4.13.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 * 22 * ((0.33 + 0.15) / 0.30) = \mathbf{1.056 \text{ KN/m.}}$$

$$\text{mortar} = ((0.15 + 0.33) / 0.3) * 0.02 * 22 = \mathbf{0.704 \text{ KN/ m.}}$$

$$\text{Plaster} = (0.03 * 22) / (\text{Cos } 26.7) = \mathbf{0.49 \text{ KN/ m.}}$$

$$\text{Steps} = ((0.15 + 0.3) / 2) * 25 / 0.3 = \mathbf{1.875 \text{ KN/ m.}}$$

$$\text{Slab} = 0.20 * 25 / \text{Cos } 30 = \mathbf{5.7 \text{ KN/ m.}}$$

$$\begin{aligned} \text{Total dead load} &= 1.056 + 0.704 + 0.49 + 1.875 + 5.7 \\ &= \mathbf{9.825 \text{ KN/ m.}} \end{aligned}$$

Live load:

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

Factored load

$$q_u = 1.2 * 9.825 + 1.6 * 5 = 19.67 \text{ KN/ m}^2.$$

For one meter Strip, $q_u = 19.77 \text{ KN/ m.}$

4.13.2.2 Load on landing :-

Dead Load:

- **Tiles & Mortar** = 2 KN/m²
- **Slab** = 0.20*25 = 5 KN/m².
- **Plaster** = 0.03*22 = 0.66 KN/m².

Total dead load = 2.0 + 5.0 + 0.66
= **7.66 KN/m².**

$$= \frac{7.66}{2} = 3.8 \text{ kN/m}^2 \text{ in the center of landing}$$

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/ m².

Factored load

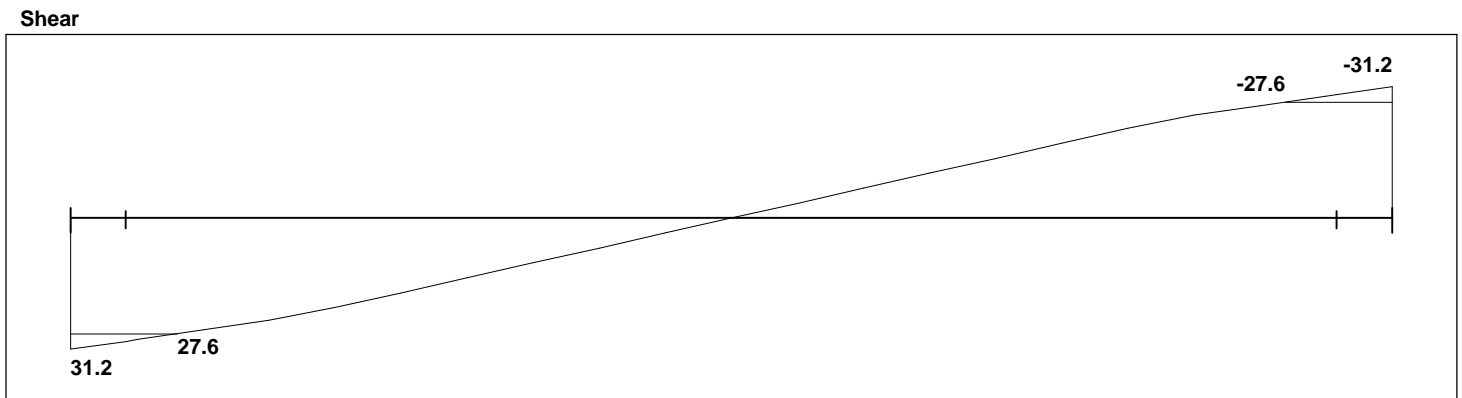
$$q_u = 1.2*7.66 + 1.6*5 = 18.256 \text{ KN/ m}^2.$$

For one meter Strip, $q_u = 18.256 \text{ KN/ m}$.

4.13.3 Design of Shear :

- Assume $\varnothing 14$ for main reinforcement:-
So, $d = 200 - 20 - 14 = 166 \text{ mm} = 16.6 \text{ cm}$

Take $d = 16.8 \text{ cm}$



- $V_u = 27.6 \text{ KN}$.
- $$wV_c = \frac{w\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

- $wV_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 166}{6} = 101.6 \text{ KN}$

- $V_u = 27.6 \text{ KN} < \phi * V_c = 101.6 \text{ KN} .$

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

4.13.4 Design of Bending Moment

Moments: spans 1 to 1

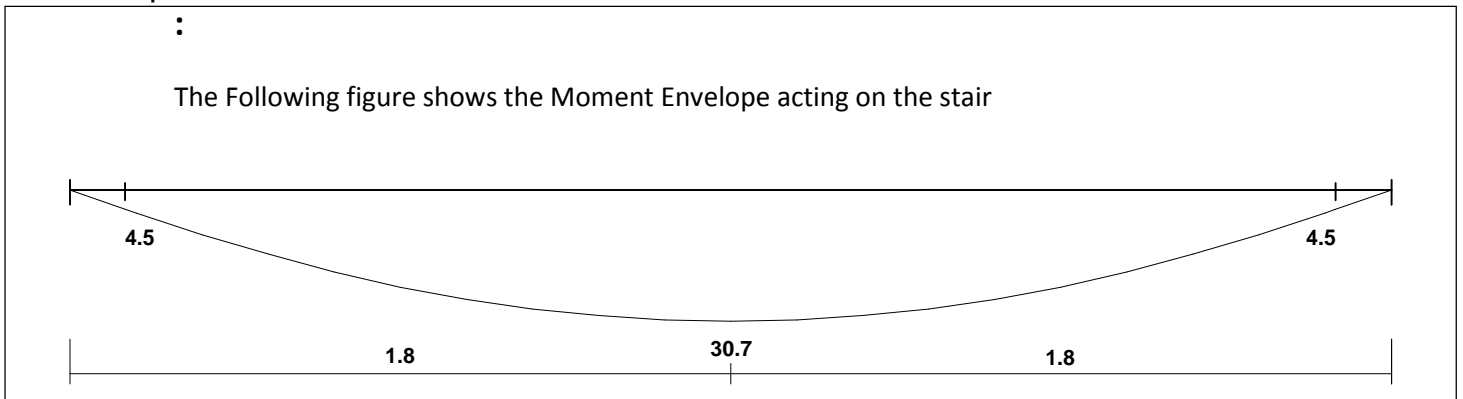


Figure (4-21) : Moment Envelope

$$M_u = 30.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{n \text{ req}} = M_u / 0.9 = 30.7 / 0.9 = 34.1 \text{ KN.m.}$$

$$d = 16.6 \text{ cm.}$$

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

$$k_n = \frac{34.1 * 10^6}{1000 * 166^2} = 1.23 \text{ MPa} .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.23}{420}} \right) = 0.003$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.003 * 100 * 16.6 = 4.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 360 \quad A_{s \text{ req}} = 498$$

Use 14 >>> $498/154 = 3.3$

Use 1 14 @ 25 cm c/c with $A_s = (100 / 20) * 1.13 = 5.65 \text{ cm}^2$.

As provided = 5.65 > As req.....**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$565 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 11.6 \text{ mm} = 1.16 \text{ cm}$$

$$x = \frac{a}{s_1} = \frac{1.16}{0.85} = 13.7 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{16.8 - 1.37}{1.37} * 0.003$$

$$v_s = 0.0338 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

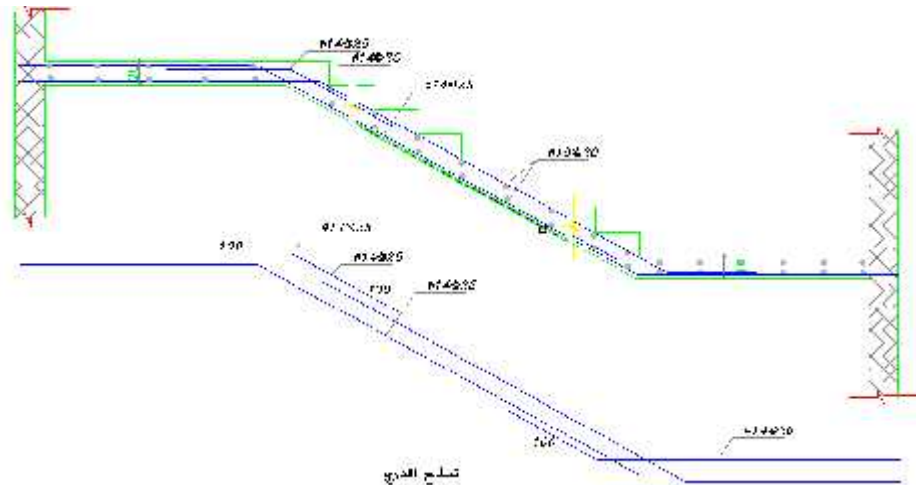
4.13.5 Secondary reinforcement:

$$A_{s \text{ Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Use 10 >>> $3.6/0.79 = 4.56$

Use 10 @ 20 cm With $A_s = (100 / 20) * 0.79 = 3.95 \text{ cm}^2$.

4.13.6 Stairs at section (A-A) Details:-



4.14 Design of Isolated Footing (IF1) :

Determination of Loads:

Total factored load = 1972 KN.

Total services load = 1590 KN

Column Dimensions = 100*30 cm.

Soil density = 18 Kg/cm³.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m².

Assume footing to be about (60 cm) thick.

Footing weight = $1.2 \times (25 \times 0.6) = 18$ KN/m².

Soil weight above the footing = $1.6 \times (0.6) \times 18 = 17.28$ KN/m².

live load = 5 KN/m²

$q_{\text{allow}} = 400 - 5 - 17.28 - 18 = 359.72$ KN/m²

4.14.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1590}{359.72} = 4.42 \text{ m}^2$$

L = 2.1 m

Try 2.2 * 2.2 m with area = 4.84m² > A_{req} = 4.42 m²

determine $q_u = 1972/4.84 = 407.43$ KN/m

4.14.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 60 cm d = 600-75-20 = 505 mm

***Check for one way shear strength**

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

$$\frac{a}{2} + d = \frac{1.0}{2} + 0.505 = 1.005 \text{ m}$$

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

$$V_u = 407.43 * \left(\frac{2.2}{2} - 1.005 \right) * 2.2 = 85.15 \text{ KN}$$

$$w.V_c = w * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d \right)$$

$$w.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 505 = 680.3 \text{ KN}$$

$$w.V_c = 680.3 \text{ KN} > V_u = 85.15 \text{ KN}$$

\therefore Safe

4.14.4 Check for two way shear action (punching)

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

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

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

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

Where:

$$S_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{100}{30} = 3.33$$

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

$$b_o = 2(d + a_1) + 2(d + a_2) = 2(100 + 50.5) + 2(30 + 50.5) = 4.32 \text{ m}$$

$r_s = 40$ for interior column

$$w.V_c = w * \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{S_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{3.33} \right) * \sqrt{24} * 4320 * 505 = 2138.32 \text{ Kn}$$

$$w.V_c = w * \frac{1}{12} \left(\frac{r_s * d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.505}{4.32} + 2 \right) * \sqrt{24} * 2138.32 * 505 = 2207.2 \text{ Kn}$$

$$w.V_c = w * \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4320 * 505 = 2671.9 \text{ Kn}$$

$$w.V_c = 2138.32 \text{Kn} \dots \text{Control}$$

$$Vu = 407.43 * \{(2.2 * 2.2) - (1 + 0.505) * (0.3 + 0.505)\} = 1478.34 \text{kN}$$

$$w.V_c = 2138.32 \text{Kn} > Vu_c = 1478.34 \text{Kn} \dots \dots \text{satisfied}$$

4.14.5 Design of Bending Moment:

$$Mu = 407.43 * 2.2 * 0.6^2 / 2 = 161.34 \text{kN.m}$$

$$Mu = 161.34 \text{KN.m}$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{161.34}{0.9} = 179.2 \text{KN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{179.2 \times 10^6}{2200 \times 505^2} = 0.319 \text{Mpa}$$

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

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

$$\dots = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.319}{420}} \right) = 0.000766$$

$$As_{Req.} = \dots * b * d = 0.000766 * 220 * 50.5 = 8.51 \text{ cm}^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 220 * 60 = 23.76 \text{cm}^2$$

$$As_{Req.} = 8.51 < As_{Shrinkage} = 23.76 \text{cm}^2$$

Select W16

$$\frac{23.76}{2.01} = 11.8 \rightarrow \text{use 12 bars.}$$

$$\dots As_{Provided} = 24.12 \text{cm}^2 > 23.76 \text{cm}^2 \dots \dots \text{ok}$$

Check of strain:

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

$$2412 * 420 = 0.85 * 24 * 2200 * a$$

$$a = 53.74 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{s_1} = \frac{53.74}{0.85} = 63.22 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{505 - 63.22}{35.15} * 0.003 = 0.02$$

$$v_s = 0.02 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

4.14.6 Development Length of main Reinforcement for M_u1 :

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f_c}} db = \frac{0.24 * 420}{\sqrt{24}} * 1.6 = 32.9 \text{ cm} .$$

$$Ld_{(2)req} = 0.044 * f_y * db = 0.044 * 420 * 1.6 = 29.56 \text{ cm}$$

$$Ld_{(2)req} = 29.56 \text{ cm} < Ld_{(1)req} = 32.9 \text{ cm} \longrightarrow \text{control}$$

$$\text{Available } Ld = (600 - 75 - 2 * 16) = 493 \text{ mm} .$$

$$\text{Available } Ld = 49.3 \text{ cm} > Ld_{(1)req} = 32.9 \text{ cm}$$

Using hook $\geq 16 * w$

$$\text{Required length of hook } \geq 16 * w \geq 16 * 1.6 = 25.6 \text{ cm}$$

$$\text{Use Hooksel.} = 30 \text{ cm} > \text{Hookreq} = 25.6 \text{ cm}$$

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * 24} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 16 = 395 \text{ mm}$$

$$Ld_{\text{available}} = 600 - 75 = 525 \text{ mm}$$

$$Ld_{\text{available}} = 525 \text{ mm} > ld_{req} = 395 \text{ mm}$$

4.14.7 Check transfer of load at base of column:

$$w.P_n = w.(0.85 f_c' A_g)$$

$$w.P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (1000 * 300)] / 1000 = 3978 Kn$$

$$\text{But } P_u = 1972 < w.P_n = 3978 Kn$$

∴ **Dowels are not required for load transfer.**

But use the minimum reinforcement of dowels:

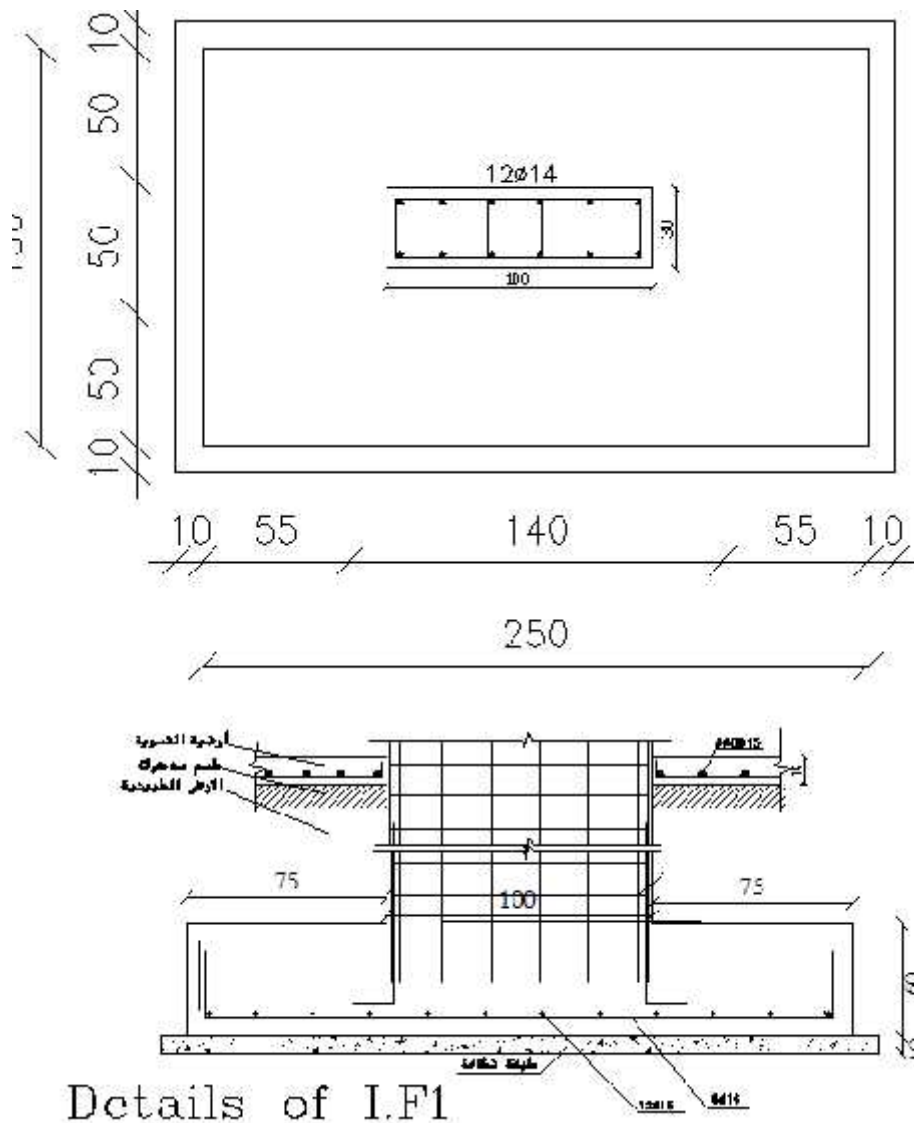
$$A_{s_{min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 100 * 30 = 15 cm^2$$

Use the column bars as a dowels

Select 12Φ20

$$A_{s_{Provided}} = 37.68 cm^2 > A_{s_{Req.}} = 15 cm^2$$

Figure (4-22) : Footing's Detail



Details of I.F1

4.15 Design of Basement Wall:-

$$w = 30$$

$$\text{Soil density} = 18 \text{ Kg/cm}^3$$

$$k_o = 1 - \sin w$$

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

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

$$W_{\max} = 0.5 * 5 + 18 * 4.5 * 0.5 = 37.15 \text{ KN/m}$$

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

$$W_{\max(\text{factored})} = 1.6 * 37.15 = 59.44 \text{ kN/m}$$

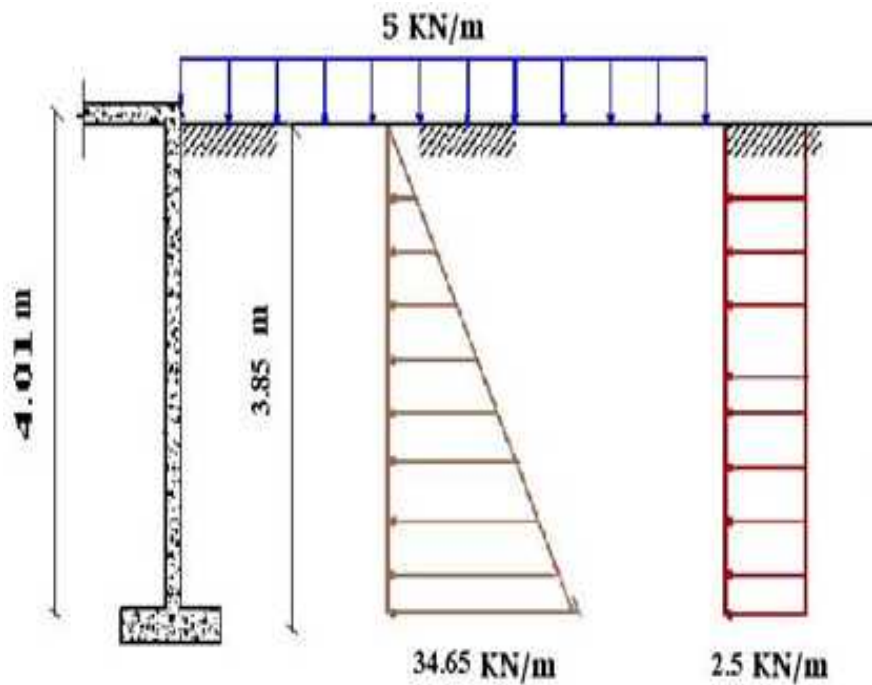


Figure (4-23) : Load on Basement Wall

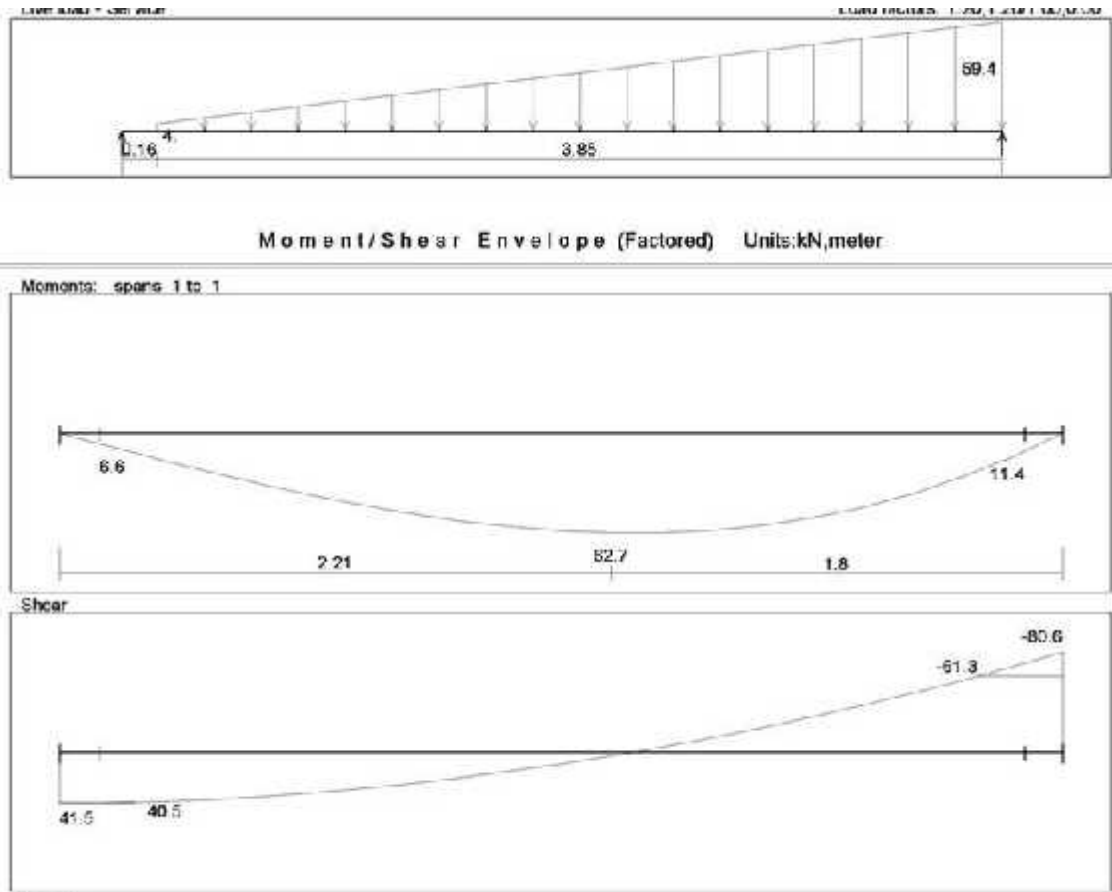


Figure (4-24) : Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

Assume $h = 250 \text{ mm}$

$$d = 300 - 20 - 14/2 = 273 \text{ mm}$$

$$V_{ud} = 61.3 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \bar{f}_c * d * b$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \bar{24} * 0.273 * 1 = 167.17 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u$$

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

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

$$A_{s_{min}} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 \text{ mm}^2/\text{m} = 60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Use w 8

$$60 / 7.9 = 7.6$$

Use w 8 at 20 cm c/c

Design for Bending Moment:-

$$M_{u_{\max}} = 62.7 \text{ KN/m}$$

$$M_n = \frac{62.7}{0.9} = 69.67 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{69.67}{1 * 0.273^2} = 0.934 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.934}{420}} \right) = 0.00338$$

$$A_{S_{Req.}} = \dots * b * d = 0.00338 * 273 * 1000 = 922.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{Shrinkage}} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 300 * 1000 = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{Req.}} = 922.7 > A_{S_{Shrinkage}} = 360 \text{ mm}^2$$

Use w 14

$$\text{No.} = 922.7 / 154 = 5.9, \text{ Use 6 bars}$$

Use w 14 at 20 cm

$$2/3 * 922.7 = 615.1 \text{ mm}^2$$

Use w 12

$$\text{No.} = 615.1 / 113 = 5.44, \text{ Use 6 Bars}$$

Use w 12 at 20 cm c/c

4.16 Design of Basement Footing:-

Total factored load = 160.8 KN

Soil density = 18 Kg/cm³.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m².

Assume footing to be about (30 cm) thick.

Footing weight = $1.2 \times (25 \times 0.3) = 9 \text{ KN/m}^2$.

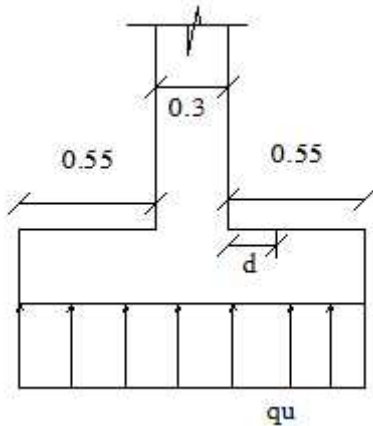
Soil weight above the footing = $1.6 \times (3.7) \times 18 = 106.56 \text{ KN/m}^2$.

live load = 5 KN/m²

$q_{\text{allow}} = 400 - 5 - 9 - 106.56 = 279.44 \text{ KN/m}^2$

Assume $b = 1 \text{ m}$, $h = 30 \text{ cm}$

$d = 300 - 75 - 20 = 205 \text{ mm}$, $q_{\text{ult}} = 160.8/1 \times 1.4 = 114.85 \text{ KN/m}^2$



4.16.1 Check of One Way Shear:-

$V_u = 1 \times (0.55 - 0.205) \times 114.85 = 39.62 \text{ KN}$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \cdot 24 \cdot 0.205 \cdot 1 = 125.5 \text{ KN}$$

$\phi V_c > V_u$

4.16.2 Design of Bending Moment:-

$M_u = 114.85 \times 0.55^2 / 2 = 17.37 \text{ KN/m}$

$$M_n = \frac{17.37}{0.9} = 19.3 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{19.3}{1 \times 0.205^2} = 0.46 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.46}{420}} \right) = 0.00109$$

$$A_{s_{Req.}} = \dots * b * d = 0.00109 * 205 * 1000 = 223.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 1000 = 540 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Req.}} = 223.45 < A_{s_{Shrinkage}} = 540 \text{ mm}^2$$

Use A_{smin}

Use w 12

$$\text{No.} = 540/113 = 4.778 \quad , \text{ Use 5 bars}$$

Use Using hook $\geq 16 * w$

$$\text{Required length of hook} \geq 16 * w \geq 16 * 1.2 = 19.2 \text{ cm}$$

$$\text{Use Hook} = 20 \text{ cm} > \text{Hook req} = 19.2 \text{ cm}$$

w 12 at 20 cm c/c

In the other Direction:-

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 1000 * 30 = 540 \text{ mm}^2$$

Use w 12

$$\text{No.} = 540/113 = 4.778 \quad , \text{ Use 5 bars}$$

Use 5 w 12

$$l_{d_{req}} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda * f_c} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_c}{\frac{k_{tr} + c_b}{d_b}} * d_b$$

$$l_{d_{req}} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * 24} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 12 = 296.3 \text{ mm}$$

$$L_{d_{available}} = 550 - 75 = 475 \text{ mm}$$

$Ld_{available} = 475 \text{ mm} > ld_{req} = 296.3 \text{ mm}$

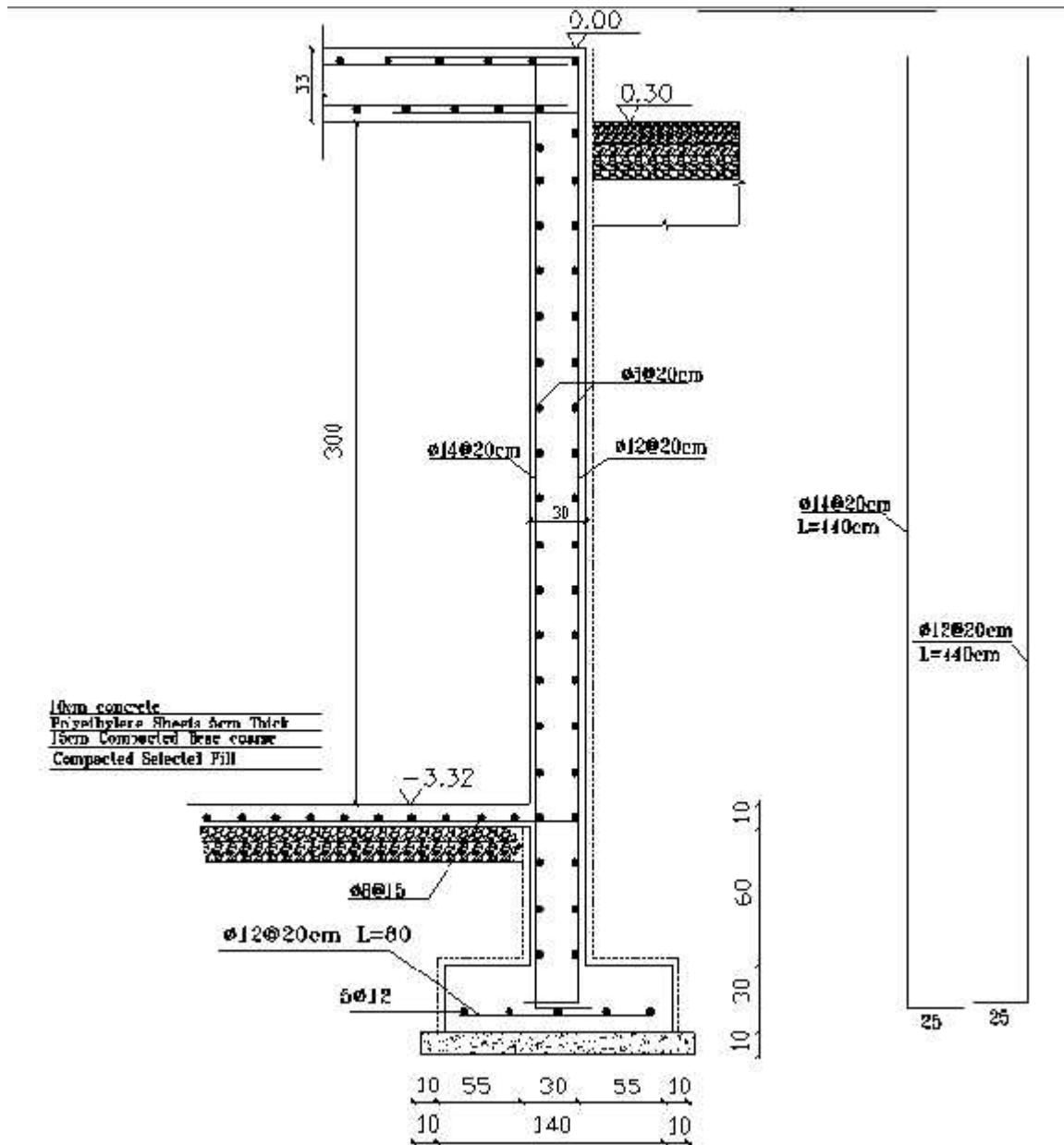


Figure (4-25) Basement Wall section

4.17 Design of Foundations By Safe Program .

Design philosophy is based mainly on the transfer of all loads and structural elements of the ETABS program introduced to the SAFE program where it was known as the strength of the soil, and therefore has the design process.

*Foundations on safe:

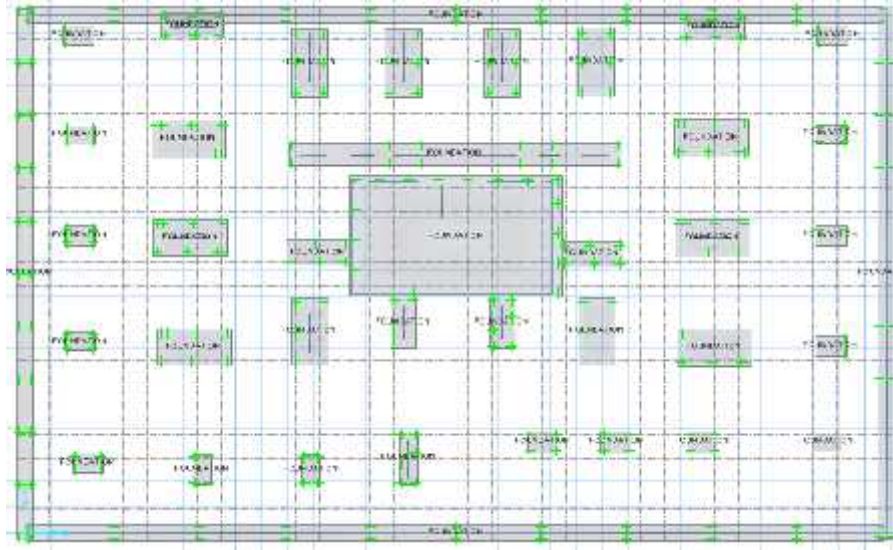


Figure (4-26) : foundation from safe program

*Check soil pressure on safe were $q_u = 400$:

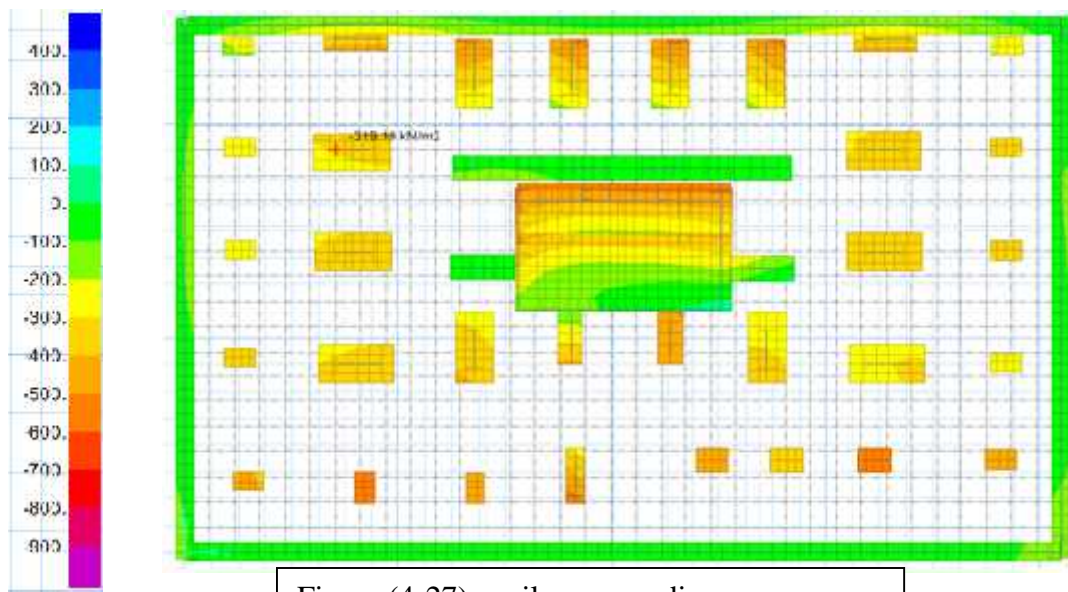


Figure (4-27) : soil pressure diagram

*Deformed shape –displacement in mm:

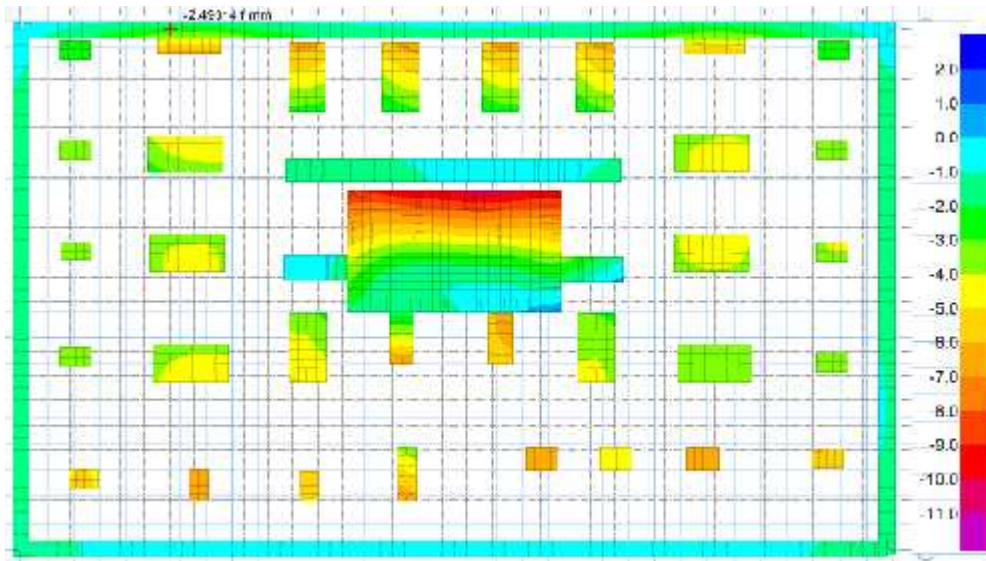


Figure (4-28) : deformed shape -displacement diagram

Slab Finite Element Design - Bottom Rebar Intensity (Enveloping) [mm²/m] - Direction 1 - Additional to d20 @ 200 mm

Bottom reinforcement of foundations 20@20 cm

nearly is enough for all foundations

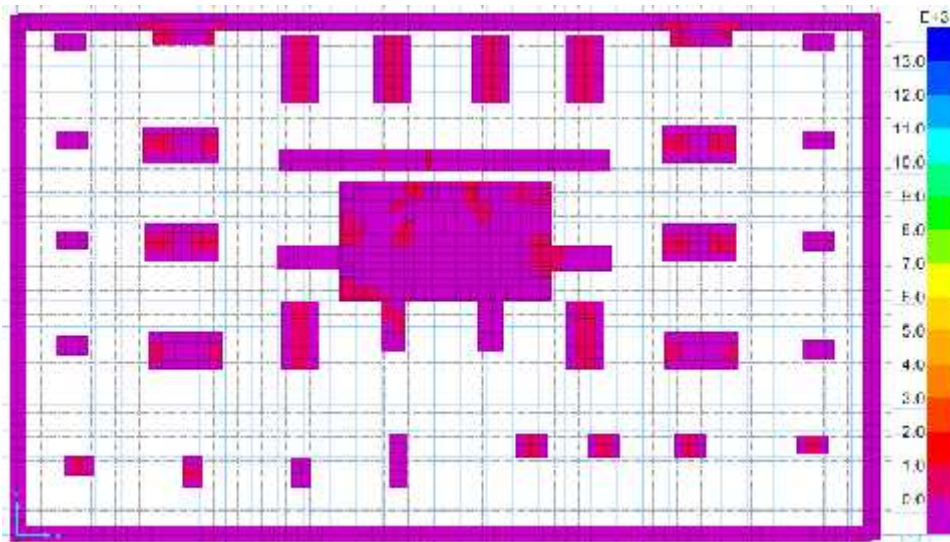


Figure (4-29) Bottom reinforcement in x-direction diagram

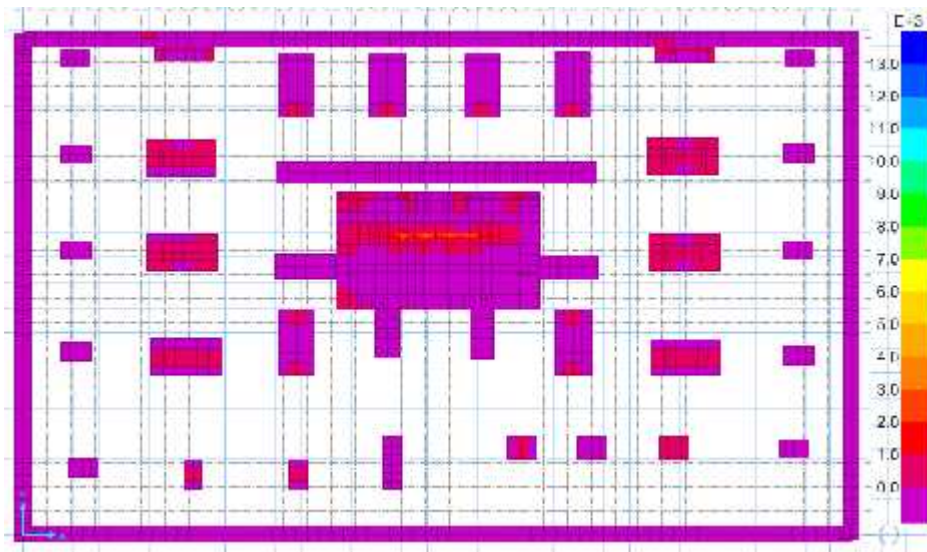


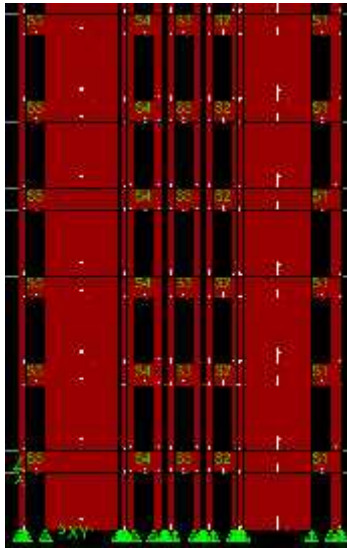
Figure (4-30) Bottom reinforcement in y-direction diagram

4.18 Design of shear wall by ETABS program.

Design philosophy in ETABS based mainly on transform loads from slabs to walls directly .

shear wall has been loaded by two kinds of forces :

- 1) axial loads (Dead + Live)
- 2) lateral "seismic loads, wind pressure"



Typical plan with lateral forces in ETABS program

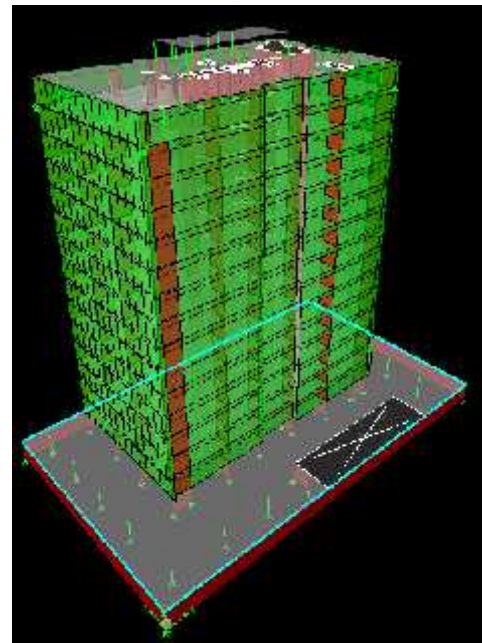


Figure (4-31) 3D View on ETABS

Figure (4-32) Elevation View on stairs doors

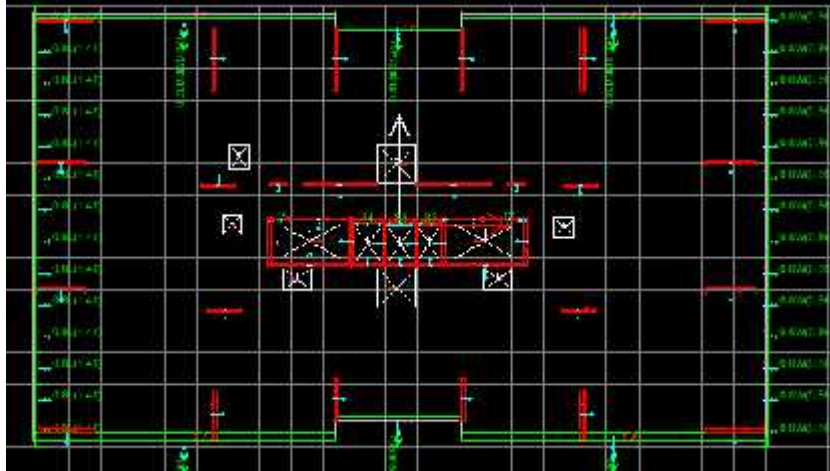
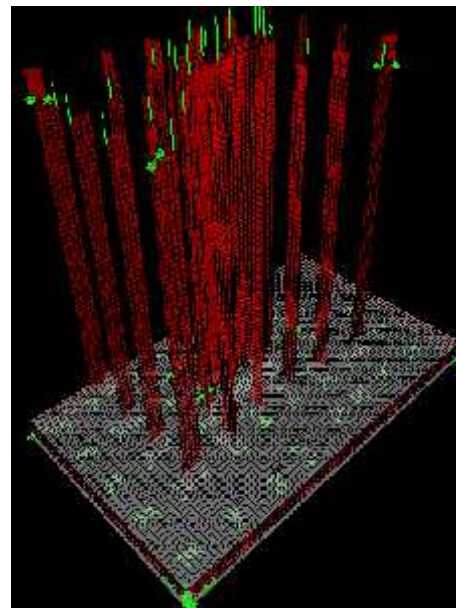


Figure (4-33) Typical plan on ETABS

Figure (4-34) 3D View on ETABS
Show deformed shape For all walls



Design results for shear walls on ETABS:

All shear walls around the stairs and elevators reinforced by 12@30cm in both direction.

3-D View Pier Longitudinal Reinforcing Ratios and Areas (ACI 318-02)

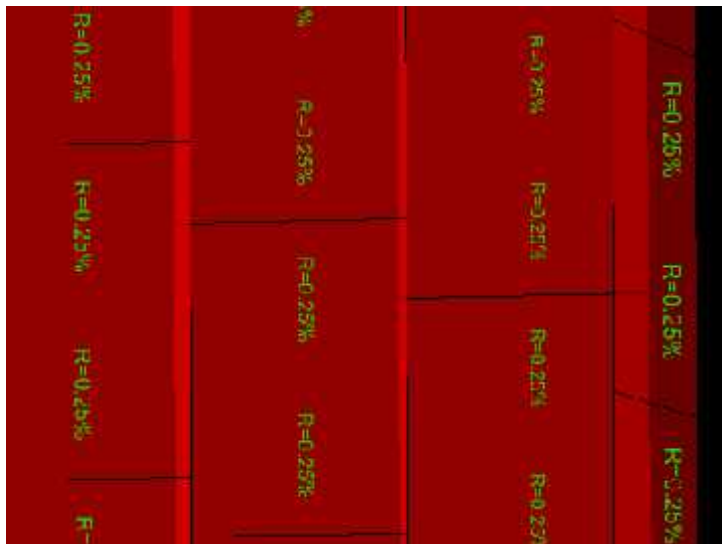


Figure (4-36) 3D View - reinforcing ratios

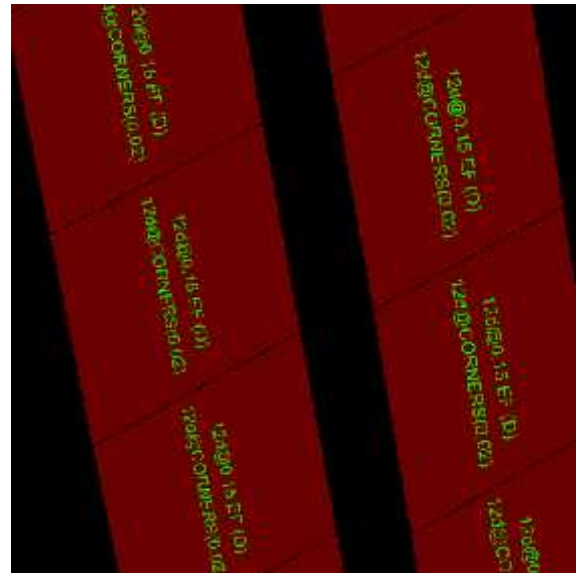


Figure (4-35) 3D View - reinforcing bars

Uniform Reinforcing Pier Section Design (ACI 318-02)

Story ID: STORY13 Pier ID: P11 X Loc: 13.45 Y Loc: 23.9 Units: KN-m

Flexural Design for P-M2-M3 (RLLF - 1.000)

Station Location	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u	Pier Ag
Top	0.0025	0.0044	DWAL20	254.572	60.09	0.000	1.240
Bottom	0.0025	0.0044	DWAL30	53.858	-153.295	0.000	1.240

Shear Design

Station Location	Pebor mm ² /m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	1000.000	DWAL10	703.544	60.09	-10.012	609.963	1305.527
Bot. Leg 1	1000.000	DWAL10	1175.316	-153.295	-23.790	732.79	1048.283

Boundary Element Check

Station Location	B-Zone Length	B-Zone Combo	Pu	Mu	Vu	Pu/Po
Top Leg 1	No. Neede	DWAL10	703.544	60.09	-10.012	0.0259
Bot. Leg 1	No. Neede	DWAL10	1175.316	-153.295	-23.790	0.0388

4.19 Design of Shear Wall:-

$Z = 0.3$
 $R = 5.5$
 $I = 1.0$
 $Ca = 0.24$
 $Ct = 0.0488$
 $Cv = 0.24$

Where:

Z = seismic zone factor as given in Table 16-I.
 R = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-p.
 I = importance factor given in Table 16-K.
 Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
 Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
 Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
 hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to Level i, n or x , respectively.

Design of Wall 1:

By Using Software (ETABS 9.5), We Get the shear wall Analysis Results as shown in the following Diagram:-

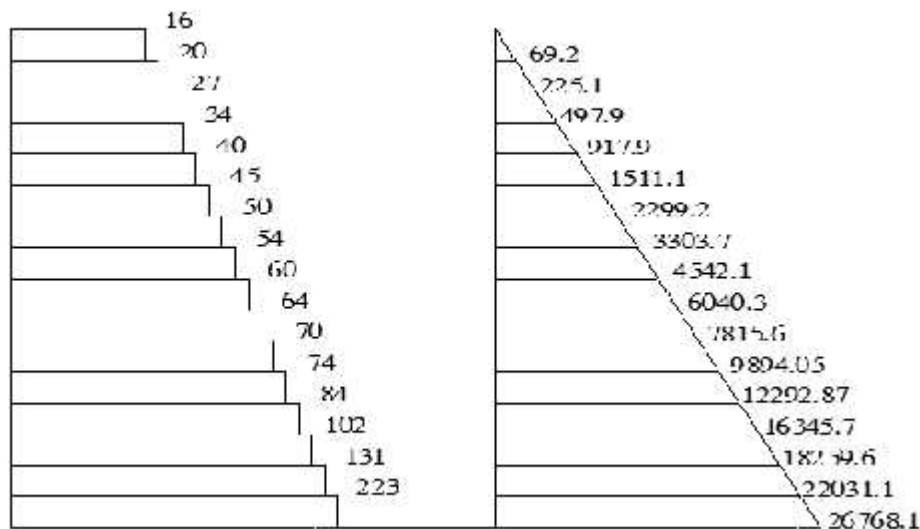


Figure (4-37) : Shear/Moment on Shear Wall

$f_c = 24 \text{ MPa}$

$f_y = 420 \text{ MPa}$.

$h = 30 \text{ cm}$. Shear wall thickness.

$L_w = 5.5 \text{ m}$. shear wall width

$H_w = 68.30 \text{ m}$. Building height

$N_u = 5300 \text{ kN}$

$L_w/2 = 5.5/2 = 2.25 \text{ m}$ (control)

$h_w/2 = 68.3/2 = 34.15 \text{ m}$

$d = 0.8 * l_w = 0.8 * 5.5 = 4.4 \text{ m}$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.3 \times 4.4 = 1077.7 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = \frac{\bar{f}_c * b * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w}$$

$$V_{c2} = \frac{24 * 0.3 * 4.4}{4} + \frac{5.3 * 4.4}{4 * 5.5} = 2676.6 \text{ kN}$$

$$V_{c3} = \frac{\bar{f}_c}{2} + \frac{l_w}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \left(\frac{\bar{f}_c + \frac{2 * N_u}{L_w * b}}{10} \right) * b * d$$

$M_u = 22031.1 + 223 (4.33 - 2.25) = 22494.9 \text{ kN.m}$

$$V_{c3} = \frac{24}{2} + \frac{5.5}{\frac{22494.9}{223} - \frac{5.5}{2}} \left(\frac{24 + \frac{2 * 5.3}{5.5 * 0.3}}{10} \right) * 0.3 * 4.4 = 2722.2 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{223}{0.75} - 1077.7 = 780 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v * h}{s_2} = \frac{V_s}{F_y * d} = \frac{0.780}{420 * 4.4} = 0.000422$$

$$\frac{A_v \cdot h}{s_2 \text{ min}} = 0.0025 * b = 0.0025 * 0.3 = 0.00075$$

$$S \quad (l_w / 5) = 5500 / 5 = 1100 \text{ mm}$$

$$s_2 \quad 3 * b = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

$$\frac{A_v \cdot h}{s_2 \text{ min}} = 0.00075$$

Try 12

$$\frac{2 * 113 * 10^{-6}}{s} = 0.00075$$

$$S = 0.30 \text{ m}$$

Use 12 @ 30 cm c/c

Design of Vertical Shear Reinforcement :-

$$A_{vn} = 0.0025 + 0.5 \cdot 2.5 - \frac{h_w}{l_w} * \frac{A_{vh}}{s_2 * h} - 0.0025 * s * h$$

$$A_{vn} = 0.0025 + 0.5 \cdot 2.5 - \frac{68.3}{5.5} * \frac{2 * 113}{300 * 300} - 0.0025 * s * h$$

$$A_{vn} = 0.0025 * s * h$$

Use 12 @ 30 cm c/c

$$S \quad L_w / 3 = 5500 / 3 = 1833.3 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

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

$$C \geq \frac{l_w}{600 * (S_n / h_w)}$$

Assume $S_n / h_w = 0.007$

$$C \geq \frac{5.5}{600 * 0.007} = 1.3$$

$$\text{boundary element length} = C - 0.1 * l_w$$

$$= 1.3 - 0.1 * 5.5 = .75 \text{ m}$$

$$1.30 / 2 = 0.65 \text{ m}$$

The boundary element length = 75 cm

$$A_{st} = 5.5 / 0.3 * 2 * 113 = 4143.3 \text{ mm}^2$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 * 5.5 * 0.3}{4143.3 * 10^{-6} * 420}} = 0.06$$

$$M_n = 0.9 * (0.5 * A_{st} * F_y * l_w * (1 - Z/l_w))$$

$$M_n = 0.9 * (0.5 * 4143.3 * 10^6 * 420 * 5.5 * (1 - 0.06))$$

$$M_n = 4.04 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 26768.1 - 4040 = 22728.1$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\phi * 420 * (5.5 - 0.75)} = 3057.6 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2605.6 + 4 * 113 = 3057.6 \text{ mm}^2$$

Use 20

Use 10 20 $A_s = 3140 \text{ mm}^2$

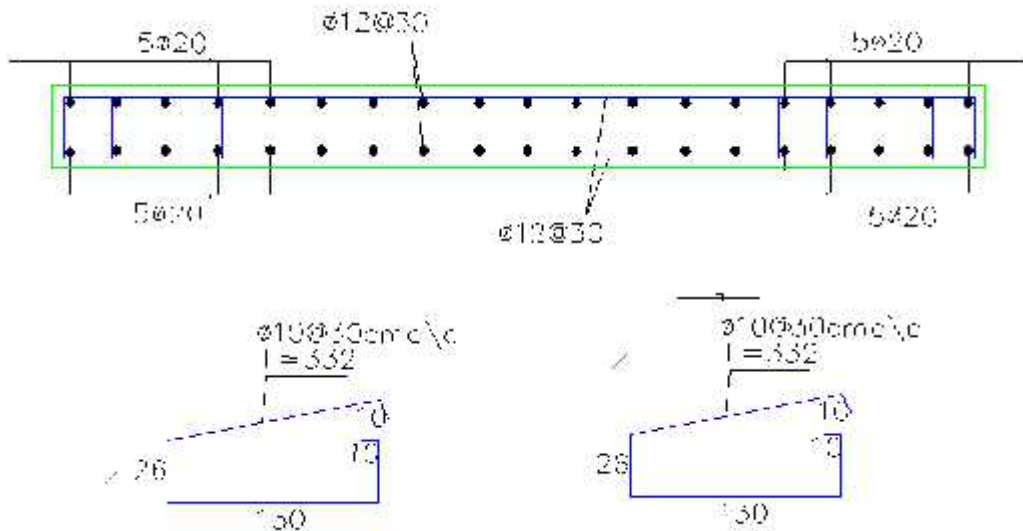


Figure (4-38) : Shear Wall Section

4.20 Design of the Well:

Select the thickness of the wall =30cm

Design of the shear:

$$V_u = 60 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 1 \times 0.270 \times 1000 = 165 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c > V_u \longrightarrow \text{Ok}$$

Design of the bending moment:

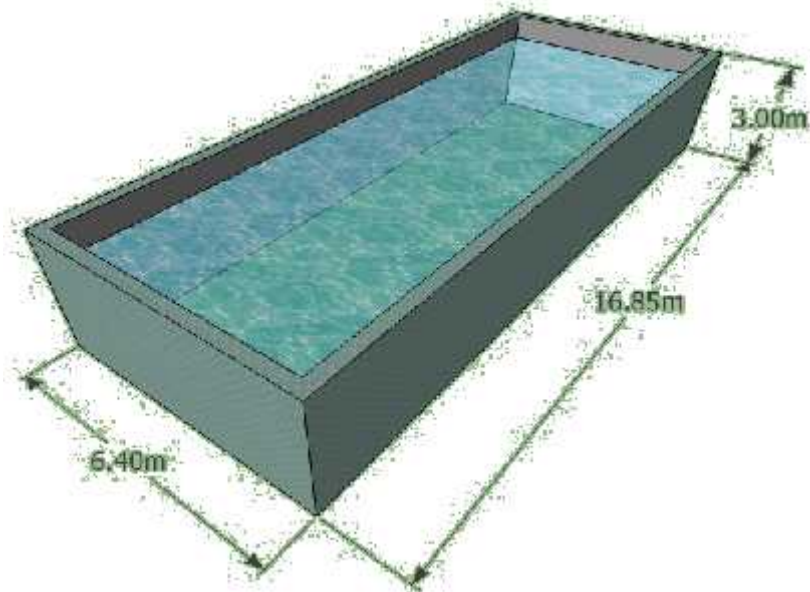


Figure (4-39): The Well in 3D

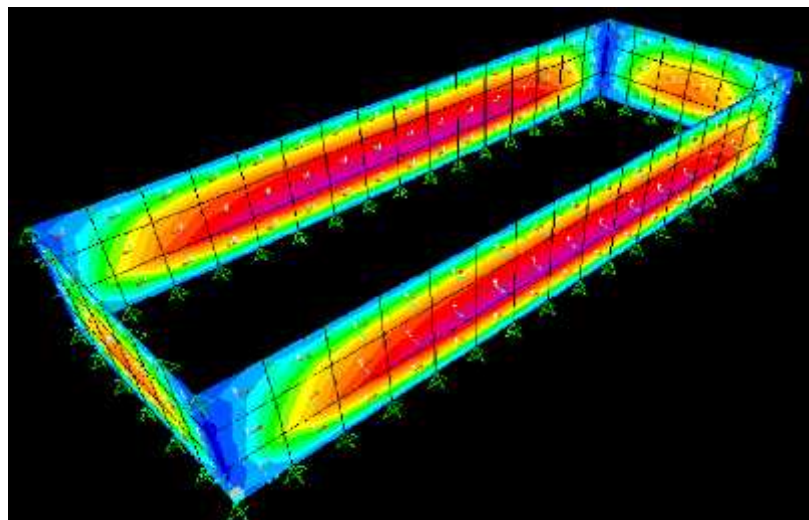


Figure (4-40): Moment Diagram in 3D from SAP2000 program

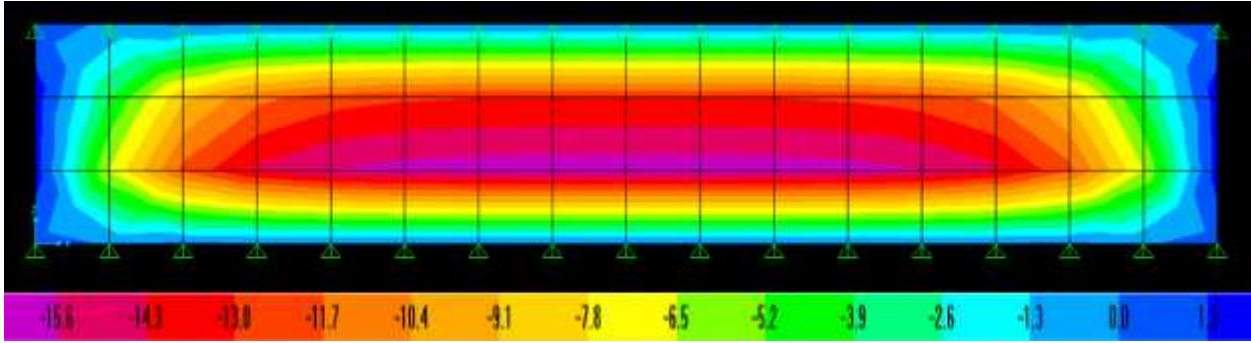


Figure (4-41): Moment Diagram
from SAP2000 program

$$Mu_{x\max} = 16 \text{ kN.m}$$

$$Mnx = \frac{16}{0.9} = 17.8 \text{ kN.m}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.270^2} = 0.244 \text{ Mpa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.244}{420}} \right) = 0.00058$$

$$As_{Req.} = \dots \times b \times d = 0.00058 \times 1000 \times 270 = 157 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min} (\text{Horizontal}) = 0.002 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min} \geq As_{req}$$

$$As_{\min} \longrightarrow \text{Control}$$

$$\therefore \text{Use } \Phi 12 / 20 \text{ cm}$$

$$Muy \max = 3.12 \text{ Kn.m}$$

$$As_{\min} (\text{Vertical}) = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 1000 \times 300 = 360 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Use } \Phi 10 / 20 \text{ cm}$$

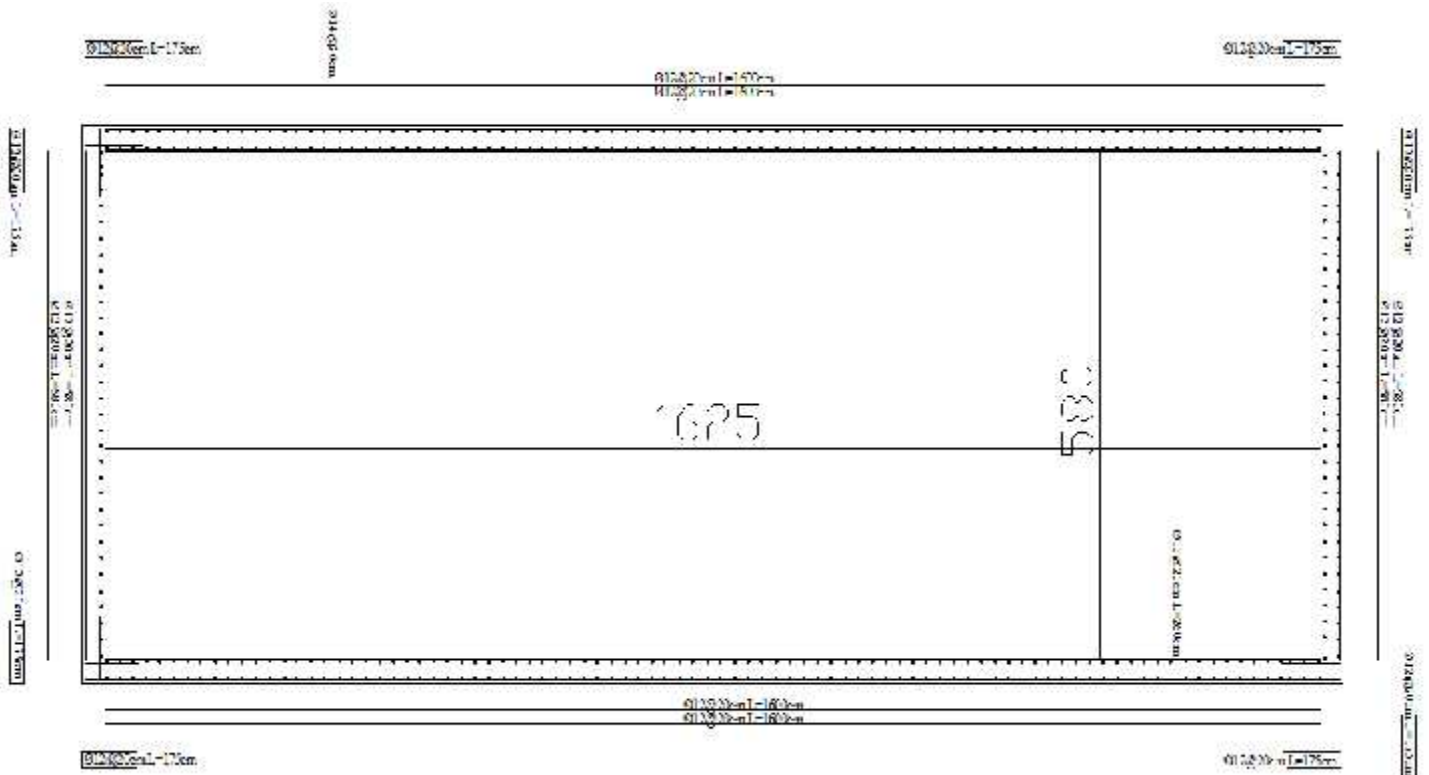


Figure (4-42): Well Reinforcement

4.21 Design of the Swimming pool:

Dead load computation:

Select the thickness of the wall =30cm

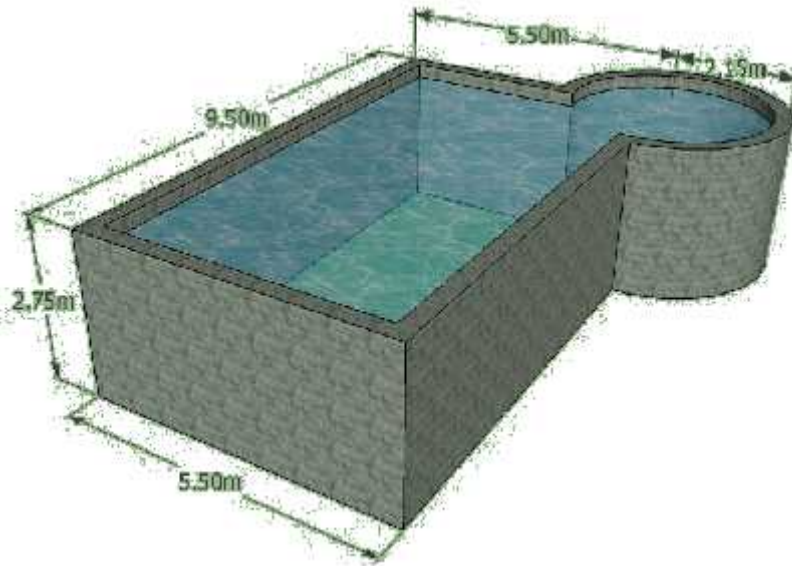


Figure (4-43): swimming pool
in 3D

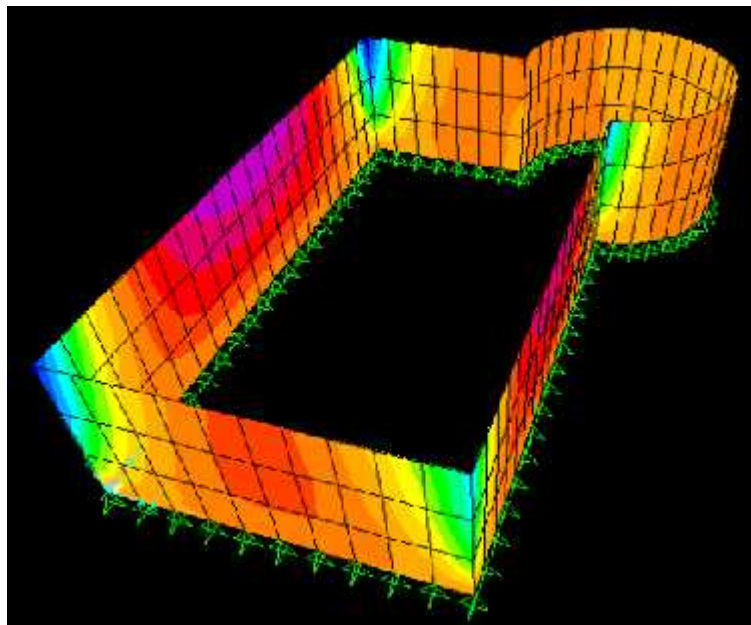


Figure (4-44): Moment
diagram from SAP2000
program



$$Mu_{x \max} = 14 \text{ KN.m}$$

$$Mnx = \frac{14}{0.9} = 15.6 \text{ KN.m}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{15.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.270^2} = 0.214 \text{ Mpa}$$

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

$$\dots = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.214}{420}} \right) = 0.00052$$

$$As_{Req.} = \dots \times b \times d = 0.00052 \times 1000 \times 270 = 149 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min} (\text{Horizontal}) = 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 1000 \times 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min} \geq As_{req}$$

As_{\min} —→ Control

∴ Use $\Phi 12 / 20 \text{ cm}$

$$Muy \max = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$As_{\min} (\text{Vertical}) = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 1000 \times 300 = 360 \text{ mm}^2$$

∴ Use $\Phi 10 / 20 \text{ cm}$

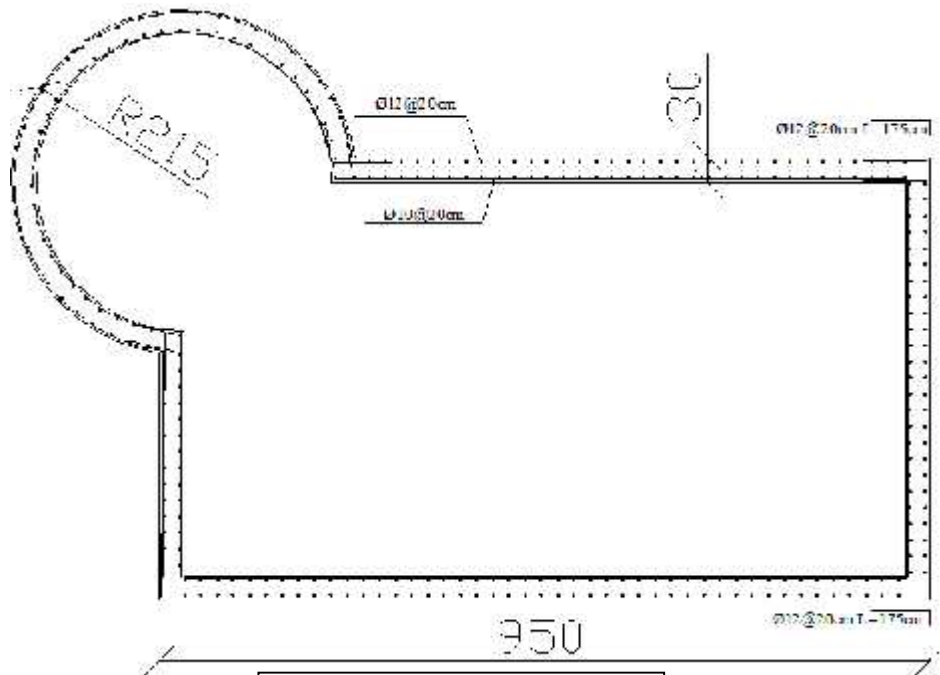


Figure (4-45): swimming pool
Reinforcement

النتائج والتوصيات

لمقدمة .

النتائج .

لتوصيات .

1.5 :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمبنى مجمع صحي ترفيهي متعدد الطوابق.

وتم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

2.5 :

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 على الموقع.

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 ٤ كغم/سم^٢.

5. (flat plate)

(١) نظراً لشكل وطبيعة وحجم المنشأ.

(٢) وجود كثير من الفتحات الكبيرة و الموزعة عشوائياً .

(٣) شكل وطبيعة الفراغات المعمارية .

(٤) المسافات بين البحور كبيره

. كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر

فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

وتم استخدام عقدات (one way ribbed slab) في طابق السطح.

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:

(a) AUTOCAD : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

(b) ETABS: وذلك لتصميم جدران القص

(c) SAP2000: وذلك لتصميم البئر وبركة السباحة

(d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

(e) SAFE من اجل تصميم العقدات المسطحة .

(f) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق

وإخراج المشروع.

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

مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3.5 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 إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. 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.



قائمة المصادر والمراجع

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

. تلخيص الأستاذ المشرف.

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

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (B)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

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

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

Notes:

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

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

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

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

الأحمال الحية للأرضيات و العتدات

الحمل المركز البديل	الحمل الموزع	الاستعمال (الاشغال)	نوع المبنى	
			خاص	عام
كن	كن/م ^٢			
1.400	2.000	جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	المنازل والبيوت والشقق السكنية والأبنية ذات الطابق الواحد.	المباني السكنية والخاصة
1.800	2.000	غرف النوم	الفنادق والموتيلات والمستشفيات	
1.800	2.000	غرف وقاعات النوم	منازل الطلبة وما شابهها	
-	4.000	مقاعد ثابتة	القاعات العامة وقاعات التجمع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعات التجمع في المدارس والكليات والنوادي والمدرجات المسقوفة والقاعات الرياضية المغلقة	المباني العامة
3.600	5.000	مقاعد غير ثابتة		
-	5.000	-	نادي رياضي	
4.500	2.500	من دون مستودع كتب	غرف المطالعة في المكتبات	
4.500	4.000	مع مستودع كتب		