بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى الأنشطة والصالة الرياضية لكلية العروب التقنية

فريق العمل:

أسيل زعرور دانا ناصر الدين

أمل قيسية دعاء سنقرط

إشراف:

م.سفيان الترك

الخليل- فلسطين

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل- فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمبنى الأنشطة الطلابية والصالة الرياضية لكلية العروب التقنية

أسماء الطلبة :

أسيل زعرور	دانا ناصر الدين
أمل قيسية	دعاء سنقرط

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
الاسم : م.سفيان الترك	الاسم : م.فيضي شبانة
.....	.....

جمادي الاول - ٢٠١٧م

الإهـــداء

نهدي هذا الانجاز الذي نقصد فيه رضى الله سبحانه وتعالى ، ونقتدي فيه بسنة نبينا محمد " ﷺ" في العمل والعلم، نهدي عملنا هذا ،الى من جاء للحياة فأعطى ولم يأخذ الى من قدّس الوجود كله ، ورعى قضية الإنسان ، الى من زكى سيادة العقل ، ونهنه غريزة القطيع ، الى من هيأه تفوقة ليكون واحداً فوق الجميع فعاش واحداً بين الجميع ، الى معلّمنا الأول وحبيبنا محمد (ﷺ) ، الى من نحنُّ إليهم من غير لقياهم ، ويملكون علينا الروح والجسد ، الى من نعرفهم من قبل رؤيتهم ، الصحابة الكرام بناةُ المجتمع الإسلامي ، الى بناة فلسطين من الشهداء والجرحى الذين رسموا الضلع الأول في مربع التحرير والبناء ، الى الأسرى القابعين في سجون العدو الذين رسموا الضلع الثاني في بناء دولتنا العتيدة ، والذين بإذن الله سينتصرون على جلاديهم ، الى أساتذتي الكرام الذين ما بخلوا علينا لا في علم ولا في تعليم وبذلك إستحقوا شرف رسم الضلع الثالث في مربع بناء دولتنا من مشرقها إلى مغربها وهم بذلك كشمس بلادي لا يبخلون علينا بنور العلم والمعرفة ، إلى الذين نلقاهم في كل شيء ، في خوفنا وضعفنا و إبتهالنا آبائنا القدوات ، والى أمهاتنا اللواتي علمنّا الصمود مهما تبدلت الظروف و أرضعنّا لبان الحب والعلم، وهم بذلك كبقية الأهالي رسموا الضلع الرابع في بناء وطننا الغالي فلسطين ،الى جداتنا اللواتي كحلن أعيننا بثوبهن الفلسطيني العريق ، و أجدادنا الذين ورثنا عنهم حب المعرفة والصبر والتحمل ، الى إخوتنا و أخواتنا سبب سعادتنا ، الى صديقاتنا الغاليات لولاهن لكان درب العلم ممل و صعب ، الى زملائنا و زميلاتنا الذين تبادلنا معاً العلم والمساعدة ، الى كل من ذكرنا ومن لم يسعفنا ذكره ، لكم عملنا و جهدنا راجين من الله الأجر والثواب ومنكم القبول ومنا الشكر...

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الإداري
.

إلى المشرف على هذا البحث المهندس ....م.سفيان الترك.

إلى الأصدقاء.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمبنى الأنشطة الطلابية والصالة الرياضية

لكلية العروب التقنية

فريق العمل:

أسيل زعرور دانا ناصر الدين

أمل قيسية دعاء سنقرط

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٦ م

إشراف:

م.سفيان الترك

ملخص المشروع

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

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إلى الإلمام بكيفية تصميم هذه المباني بالكليات المختلفة ، والتي تكون فيها متطلبات التصميم أعلى من غيرها نظرا لاحتوائها على ملاعب رياضية ومكاتب وساحات كبيرة وتنوع في شكل المبنى حسب التصميم المعماري، كما تم اختياره لأهمية اعادة تخطيط وتطوير كلية العروب التقنية .

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخراسانية، وتعدد الكتل ووجود تراجعات في المساحات الطابقية

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_14)، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل : Atir11.5 .

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	ii
الإهداء	iii
الشكر و التقدير	iv
ملخص المشروع باللغة العربية	v
فهرس المحتويات	xii - vi
List of Abbreviation	xiii - xiv
الفصل الأول : المقدمة	١-٥
١-١ المقدمة	٢
١- ٢ مشكلة المشروع	٢
١-٣ أسباب اختيار المشروع	٢
١-٤ أهداف المشروع	٣
١-٥ المسلمات	٣
١-٦ حدود مشكل المشروع	٣
١-٧ فصول المشروع	٤
١-٨ اجراءات المشروع	٤
١-٩ الجدول الزمني للمشروع	٥
الفصل الثاني : الوصف المعماري	٦-٢٨
٢-١المقدمة	٧
٢-٢لمحة عن المشروع	٧
٢-٣موقع المشروع	٨
٢-٣-١ أهمية الموقع	٩
٢-٣-٢ حركة الشمس والرياح	١٢
٢-٤ وصف طوابق المشروع	١٣-٢٢
٢-٤-١ وصف طوابق مبنى الأنشطة	١٣
٢-٤-١-١ طابق التسوية	١٣
٢-٤-١-٢ الطابق الأرضي	١٤
٢-٤-١-٣ الطابق الأول	١٥
٢-٤-١-٤ الطابق الثاني	١٦

٢-٤-١-٥ الطابق الثالث	١٨
٢-٤-٢ وصف طوابق مبنى الصالة الرياضية	١٩
٢-٤-٢-١ البئر	١٩
٢-٤-٢-٢ الطابق التسوية	٢٠
٢-٤-٢-٣ الطابق الأرضي	٢١
٢-٤-٢-٤ الطابق الأول	٢٢
٢-٥ وصف الواجهات	٢٢
٢-٥-١ واجهات مبنى الأنشطة	٢٣
٢-٥-١-١ الواجهة الغربية	٢٣
٢-٥-١-٢ الواجهة الشمالية	٢٣
٢-٥-١-٣ الواجهة الشمالية الغربية	٢٤
٢-٥-٢ واجهات الصالة الرياضية	٢٤
٢-٥-٢-١ الواجهة الغربية	٢٤
٢-٥-٢-٢ الواجهة الشمالية	٢٤
٢-٥-٢-٣ الواجهة الشرقية	٢٥
٢-٥-٢-٤ الواجهة الجنوبية	٢٥
٢- ٦ مقاطع المبنى :	٢٦-٢٧
٢-٦-١ مقاطع مجمع الأنشطة الطلابية	٢٦
٢-٦-٢ مقاطع الصالة الرياضية	٢٧
٢-٧ وصف الحركة	٢٧
٢-٨ المداخل	٢٨
٢-٨-١ مداخل مبنى الأنشطة الطلابية	٢٨
٢-٨-٢ مداخل الصالة الرياضية	٢٨
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	٢٩-٤٤
٣-١ المقدمة	٣٠
٣-٢ الهدف التصميم الإنشائي	٣٠
٣-٣ مراحل التصميم الانشائي	٣٠
٣-٤ الأحمال	٣١
٣-٤-١ الأحمال الميتة	٣١
٣-٤-٢ الأحمال الحية	٣١
٣-٤-٣ الأحمال البيئية	٣٢
٣-٤-٣-١ أحمال الرياح	٣٢
٣-٤-٣-٢ أحمال الثلوج	٣٤

٣-٤-٣-٣ أحمال الزلازل	٣٤
٣-٥ الاختبارات العملية	٣٥
٣-٦ العناصر الإنشائية	٣٥-٤٢
٣-٦-١ العقدات	٣٥
٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣٥
٣-٦-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣٦
٣-٦-١-٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣٦
٣-٦-١-٤ Flate slab	٣٧
٣-٦-٢ الأدراج	٣٧
٣-٦-٣ الجسور	٣٨
٣-٦-٤ الأعمدة	٣٩
٣-٦-٥ جدران القص	٣٩
٣-٦-٦ الأساسات	٤١
٣-٧ فواصل التمدد	٤٢
٣-٨ برامج الحاسوب المستخدمة	٤٤
Chapter 4 : Structural Design & Analysis	٤٥-٧٦
4.1 Introduction	٤٦
4.2 Design method and requirements.	٤٦
4.3 Check of minimum thickness of structural member	٤٧
4.4 Design of topping.	٤٨-٥٠
4.5 Design of One Way-ribbed Slab (R3)	٥٠-٥٧
4.5.1 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 28.1 KN.m	٥٤
4.5.2 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 11.7 KN.m	٥٥
4.5.3 Negative moment $Mu^{(-)}$ =22.5 KN.m	٥٥
4.5.4 Design of shear of the rib	٥٦
4.6 Design Beam (2) at the Ground Floor Slab	٥٧-٧٢
4.6.1 Negative moment $Mu^{(-)}$ = 487.7 KN .m	٥٩
4.6.2 Negative moment $Mu^{(-)}$ = 456.1 KN.m .	٦٢
4.6.3 Negative moment $Mu^{(-)}$ = 291.3 KN.m .	٦٤
4.6.4 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 481.3 KN.m	٦٥
4.6.5 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 442.3 KN.m	٦٧
4.6.6 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 295.7 KN.m	٦٩

٧٠	4.6.7 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 183.8 KN.m
٧١	4.6.8 Design of shear
٧٧	4.7 Design of one way solid slab In building (B)
٧٧	4.7.1 Minmum thickness
٧٧	4.7.2 load calculation
٧٨	4.7.3 Analysis
٧٨	4.7.4 design of max positive moment
٧٩	4.7.4 design of max Nigative moment
٨١	4.8 Design of column in Building (C)
٨١	4.8.1 Check for slenderness
٨١	4.8.2 Compute EI
٨٢	4.8.3 design of stirrups
٨٣	4.9 design of stair in building (A)
٨٣	4.9.1 design of thickness of slab (flight and landing)
٨٣	4.9.2 load calculation
٨٤	4.9.3 design of shear
٨٥	4.9.4 design of bending moment
٨٦	4.9.5 design of landing
٨٧	4.9.6 design of shear for landing
٨٧	4.9.7 design of bending moment for landing
٨٨	4.9.8 lateral reinforcement
٩٠	4.10 design of basement wall in building (B)
٩٠	4.10.1 Load of basement wall
٩١	4.10.2 design of the shear force for basement wall
٩٢	4.10.3 design of bending moment for basement wall
٩٣	4.10.4 design of horizontal reinforcement for basement wall
٩٤	4.11.3 design of shear wall in building (A)
٩٤	4.11.1 design of shear for shear wall
٩٥	4.11.2 design of vertical reinforcement for shear wall
٩٦	4.11.3 design of bending moment for shear wall
٩٧	4.12 design of isolated footing in Building (c)
٩٧	4.12.1 depth of footing
٩٨	4.12.2 design of two way shear

الفصل الخامس : النتائج والتوصيات	**١٠٢-١٠٤**
٥.١ المقدمة	١٠٣
٥.٢ النتائج	١٠٣
٥.٣ التوصيات	١٠٤
٥.٤ قائمة المصادروالمراجع	١٠٤
فهرس الجداول	
جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع	٥
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٣١
جدول (٣-٢) الأحمال الحية للمبنى	٣١
جدول (٣-٣) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5	٣٢
جدول (٣ – ٤) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٣٤
Table (4-1) Check of minimum thickness of structure members.	٤٧
Table (4-2) Dead load calculation for topping.	٤٩
Table (4-3) Calculation of the total dead load for one-way rib slab.	٥٣
فهرس الأشكال	
الفصل الثاني	٥-١٥
الشكل (٢-١) خارطة الموقع الجغرافي لمخيم العروب	٨
الشكل (٢-٢) حدود قطعة الأرض وموقعها بالنسبة لمخيم العروب	٩
الشكل (٢-٣) متوسط درجة الحرارة في مدينة الخليل	٩
الشكل (٢-٤) متوسط كمة الأمطار في الخليل	٩
الشكل (٢-٥) خطوط الكنتور في قطعة الأرض	١٠
الشكل (٢-٦) مقاطع قطعة الأرض	١٠
الشكل (٢-٧) الشوارع المجاورة لقطعة الأرض	١١
الشكل (٢-٨) الأراضي المجاورة لقطعة الأرض	١١
الشكل (٢-٩) : يوضح حركة وزوايا الشمس الافقية	١٢
الشكل (٢-١٠) : يوضح زوايا الشمس العمودية	١٢
الشكل (٢-١١) : يوضح حركة الرياح في الموقع	١٣
الشكل (٢-١٢) : المسقط الافقي لطابق التسوية	١٤

الشكل (٢-١٣): المسقط الأفقي للطابق الأرضي	١٥
الشكل (٢-١٤) : المسقط الأفقي للطابق الأول	١٦
الشكل (٢- ١٥):المسقط الأفقي للطابق الثاني	١٧
الشكل (٢-١٦) : المسقط الأفقي للطابق الثالث	١٨
الشكل (٢-١٧) : المسقط الأفقي لطابق التسوية	١٩
الشكل (٢-١٨): المسقط الأفقي للطابق الأرضي	٢٠
الشكل (٢-١٩) : المسقط الأفقي للطابق الأول	٢١
الشكل (٢- ٢٠):المسقط الأفقي للطابق الثاني	٢٢
الشكل (٢-٢١) : الواجهة الغربية	٢٣
الشكل (٢-٢٢) : الواجهة الشمالية	٢٣
الشكل (٢-٢٣) : الواجهة الشمالية الغربية	٢٤
الشكل (٢-٢٤) : الواجهة الغربية	٢٤
الشكل (٢-٢٥) : الواجهة الشمالية	٢٤
الشكل (٢-٢٦) : الواجهة الشرقية	٢٥
الشكل (٢-٢٧) : الواجهة الجنوبية	٢٥
الشكل (٢-٢٨) :المقاطع العرضية	٢٦
الشكل (٢-٢٩) :المقاطع العرضية	٢٧
الفصل الثالث	١٨-٣٤
شكل (٣-١) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	٣٣
الشكل (٣ – ٢) العقدات ذات العصب الواحد	٣٦
الشكل (٣ – ٣) العقدة ذات العصب باتجاهين .	٣٦
الشكل (٣ - ٤) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣٧
الشكل (٣ – ٥) :- Flat Plate	٣٧
الشكل (٣ – ٦) :- الدرج	٣٨
الشكل (٣ – ٧) : - أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	٣٩
الشكل (٣ – ٨) : - أنواع الأعمدة	٤٠
الشكل (٣-٩) جدار قص	٤١
الشكل (٣ – ١٠) أساس مفرد	٤٢
الشكل (٣ – ١١) فواصل التمدد في مبنى الأنشطة	٤٣
الشكل (٣ – ١١) فواصل التمدد في الصالة الرياضية	٤٤
Chapter 4	٤٥ -٧٦
Figure (4-1) : topping load and moment diagram	٤٨
Figure (4-2) : Topping of one way rib slab	٤٩

٥٠	Figure (4-3) : One way of rib slab
٥١	Figure (4-4): Rib 3 in Ground floor.
٥١	Figure (4-5) : Dead load in the rib
٥٢	Figure (4-6) : Live load in the rib
٥٢	Figure (4-7): Geometry of rib and its dimension.
٥٢	Figure (4-8) : Moment diagram of Rib
٥٢	Figure (4-9) : Shear diagram of Rib
٥٧	Figure (4-10) : Beam geometry
٥٨	Figure (4-11) : Load of the beam
٥٩	Figure (4-12) : Moment and Shear Diagram in beam
٧٧	Figure (4-13) :solid slab in building(B)in roof floor (S1,B)
٧٨	Figure (4-14) :Moment and Shear Diagram of solid slab
٨٣	Figure (4-15) : Stair Plan
٨٤	Figure (4-16) : structural system of flight
٨٧	Figure (4-17) : structural system of landing
٨٩	Figure (4-18) : reinforcement for stairs
٩٠	Figure (4-19) : Geometry of basement
٩٠	Figure (4-20) : system and load of basement wall
٩١	Figure (4-21) : shear of basement wall
٩٢	Figure (4-22) : moment of basement wall
٩٣	Figure (4-23) : reinforcement of basement wall
٩٤	Figure (4-24) : moment and shear diagram for shear wall

List of Abbreviations

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

- Vn : nominal shear stress.
- Vs : nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu : factored shear force at section.
- Wc : weight of concrete. (Kg/m^3).
- W : width of beam or rib.
- Wu : factored load per unit area.
- Φ : strength reduction factor.
- ε_c : compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s : strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$: strain of compression steel.
- ρ : ratio of steel area .
- As' : area fo compression steel
- ρ' : compression steel reinforcement ratio .
- $\bar{\rho}$ limited : minimum tensile reinforcement ratio that will ensure yielding of compression steel at failure.
- Ac : part of the tension steel that match Cc

١

الـفـصـل الأول

المقدمة

1.1 المقدمة.

1.2 مشكلة المشروع.

1.3 أسباب اختيار المشروع.

1.4 أهداف المشروع.

1.5 المسلمات.

1.6 حدود مشكلة المشروع.

1.7 فصول المشروع.

1.8 إجراءات المشروع.

1.9 الجدول الزمني للمشروع.

1.1 المقدمة

إذا تناولنا بصفة عامة لوجدنا أن الهندسة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة ,فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع ان تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية ، فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه.

وهندسة المباني هي مجال هندسي يتعامل مع تصميم المنشآت التي تدعم أو تقاوم الأحمال. وعادة ما تعتبر هندسة المباني تخصصا داخل الهندسة المدنية، إلا أنه يمكن دراستها على حدة، تعنى بدراسة التحليلات النظرية والتصاميم لكافة أنواع المنشآت وتطبيقاتها آخذين بنظر الاعتبار كافة التأثيرات الاستاتيكية والديناميكية وعلاقتها بكافة تأثيرات البيئة من رياح وزلازل وظروف الطقس المختلفة.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ،ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطا وثيقا بأرواح البشر . والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وآخر رياضي هناك ، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

1.2 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى الأنشطة ومبنى الصالة الرياضية التابعة لكلية العروب ، والذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

1.3 أسباب اختيار المشروع

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا ,وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

1.4 أهداف المشروع

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

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

1.5 المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir)
٣. برامج أخرى مثل AutoCAD (2007) & Microsoft office Word

1.6 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والأول من السنة الدراسية ٢٠١٧-٢٠١٨ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول.

يقع المبنى الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل .

1.7 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

1.8 إجراءات المشروع

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع .

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

٣) اختيار العناصر الإنشائية وتحديد الأحمال المؤثرة عليها.

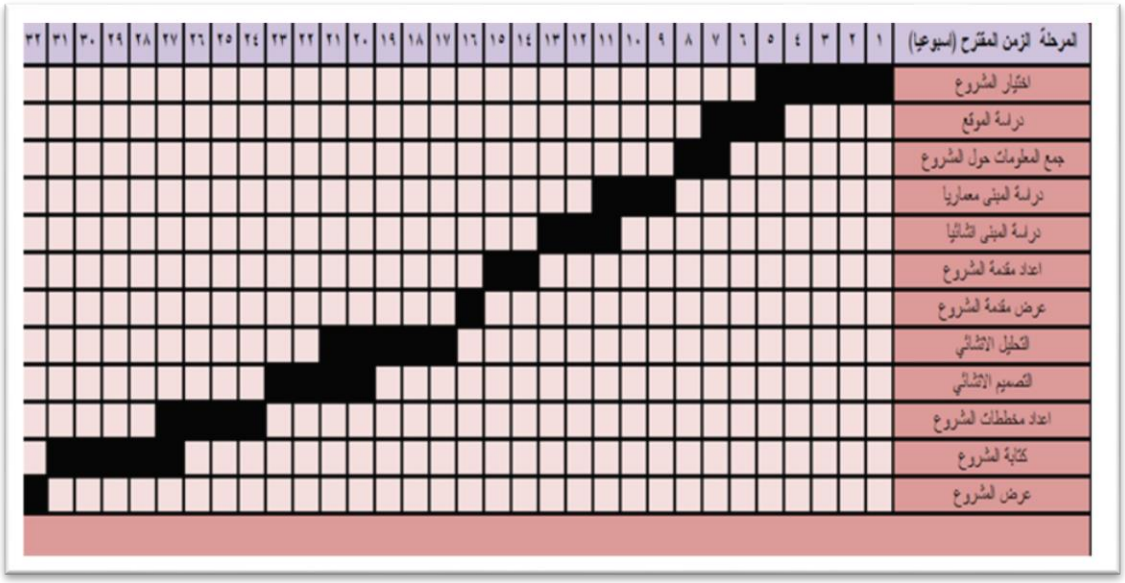
٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

1.9 الجدول الزمني للمشروع

يبين الجدول رقم (١-١)المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال فصلين دراسيين.



جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٧\٢٠١٨)

٢

الفصل الثاني

الوصف المِعمَاري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع .

٢-٣ موقع المشروع .

٢-٤ وصف طوابق المشروع .

٢-٥ الواجهات .

٢-٦ المقاطع .

٢-٧ وصف الحركة.

٢-٨ المداخل .

٢-١ مقدمة :

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. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل 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 ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا 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 لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا 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 اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :

المشروع هو عبارة عن اعادة تطوير وتخطيط لأرض كليه العروب التقنية بما تحوية من مدرسة زراعية وكلية ، والقيام بتصميم مبنى الصالة الرياضية ومبنى للأنشطة الطلابية والإدارية ، والقيام بتحليل ارض المشروع ، والتعرف على المشاكل التخطيطية التي تحتويها ، ومحاولة ايجاد حلول للأنشطة اللامنهجية والتي ستخدم اكبر قدر ممكن من الطلاب ، بالإضافة الى دارسة محاور الحركة الارض المشروع .

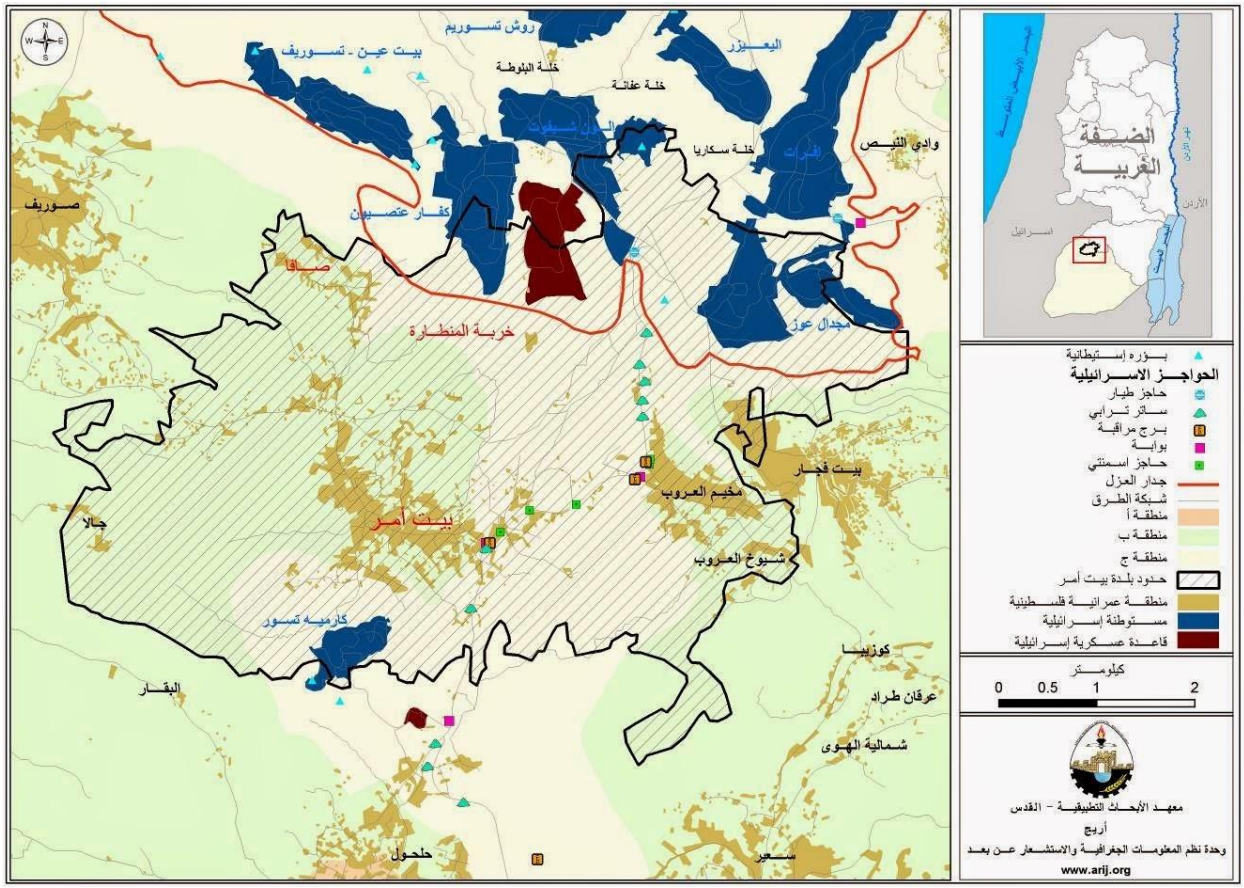
والقيام بتصميم موقف مشترك مناسب يخدم المدرسة الزراعية والكلية التقنية ،، وإيجاد حل للمداخل وتأكيدها لذلك لا بد من التطرق الى اسس تصميم الكليات ، وحالات دراسية لكليات زارعية وتقنية والتعرف على الاسس التصميمية والتخطيطية فيها ، ومحاولة تطبيقها في التصميم والاستفادة منها قدر الامكان .

٢-٣ موقع المشروع :

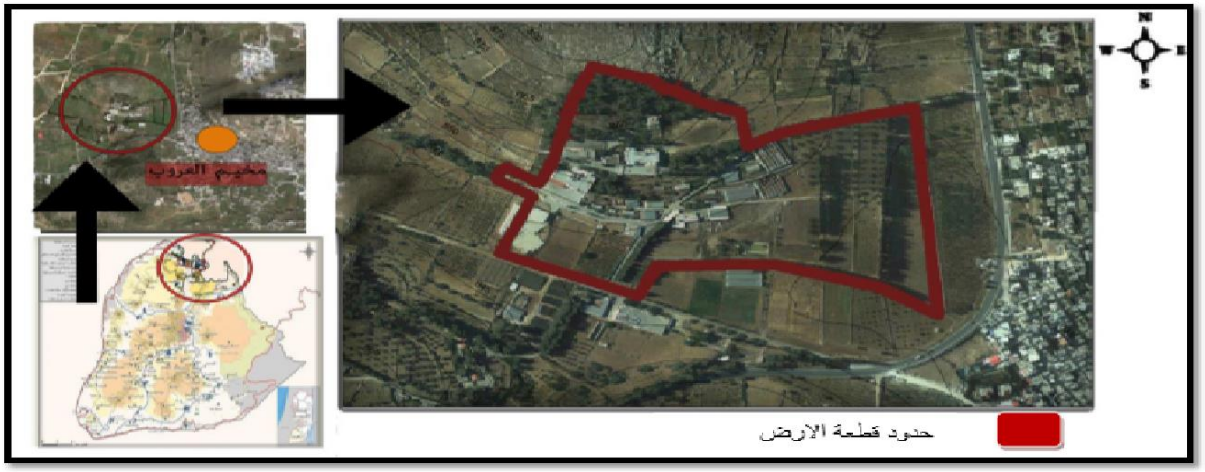
لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

الموقع المقترح للمشروع هو قطعة أرض غرب مخيم العروب ، شمال مدينة الخليل ،جنوب الضفة الغربية، ترتفع قطعة الأرض ٨٤٠م عن سطح البحر ، وترتبط بطريق رئيسي هو شارع رقم ٦٠ .



الشكل (٢-١) خارطة الموقع الجغرافي لمخيم العروب .



الشكل (٢-٢) حدود قطعة الأرض وموقعها بالنسبة لمخيم العروب .

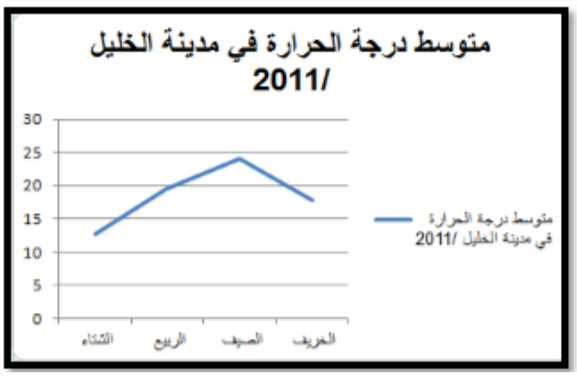
٢-٣-١ أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :

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

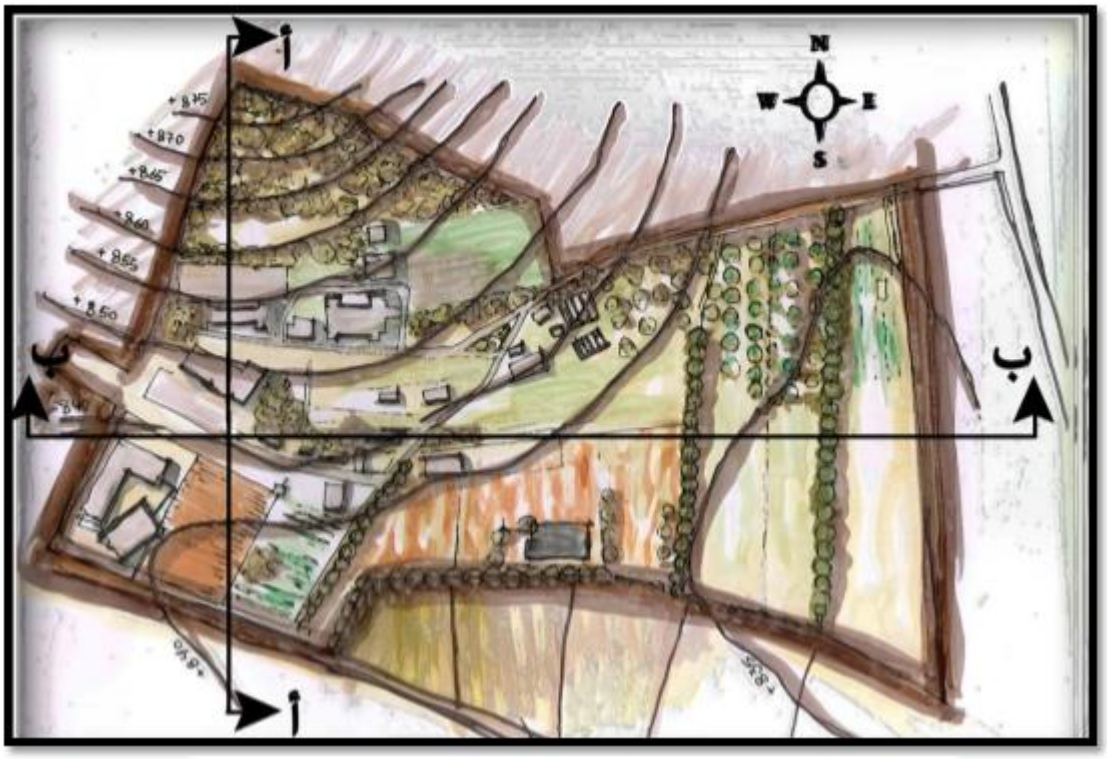
١.جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .

أ. المناخ : يوجد نمطين للمناخ في محافة الخليل ، الاول مناخ البحر الابيض المتوسط الذي يسود معظم مناطق المحافظة ، والذي يتميز بانه ماطر دافىء نسبيا شتائا وحار جاف صيفا ، والثاني المناخ الصحاروي :الذي يسود المنحدارت الشرقية لجبال الخليل ،والذي يتميز بالدفء شتائا والحرارة المرتفعة والجفاف صيفا .

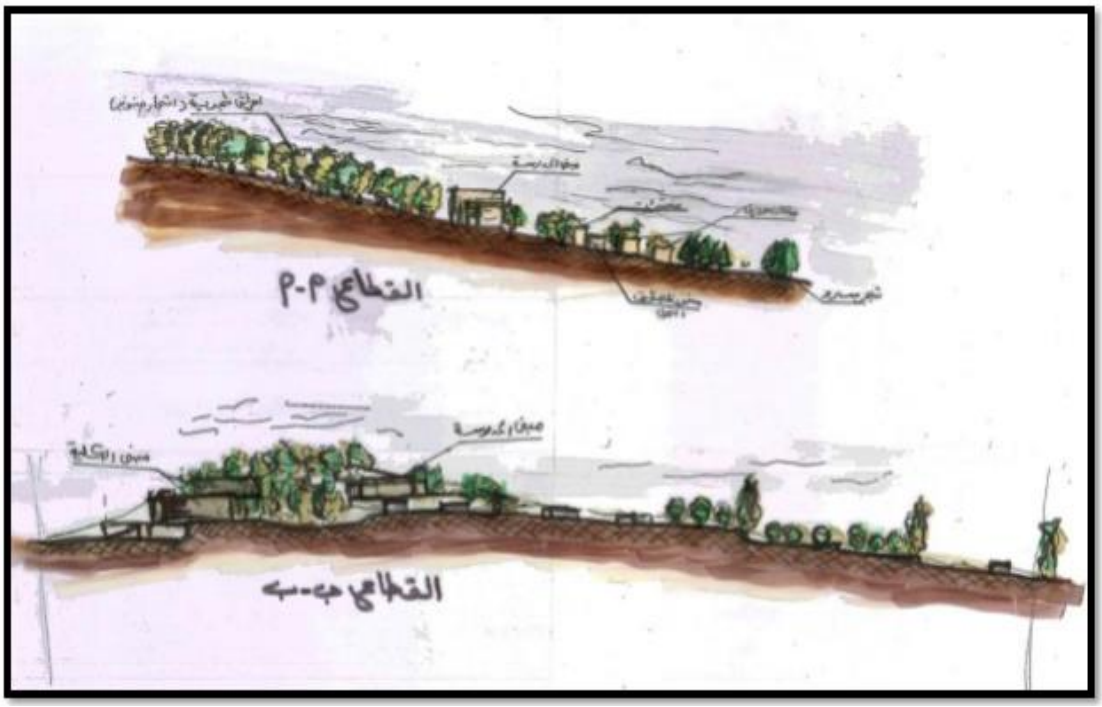


الشكل (٢-٣) متوسط درجة الحرارة في مدينة الخليل . الشكل (٢-٤) متوسط كمة الأمطار في الخليل .

ب. طبوغرافية الموقع : تمتد قطعة الارض على مساحة ١١٨٦٨٠.٧٩ متر مربع وينخفض منسوب الأرض تدريجيا باتجاه الجنوب الشرقي على امتداد المساحة ، حيث يبدأ من ٨٧٥ م فوق مستوى السطح وينتهي ب ٨٣٥ م تحت مستوى سطح البحر .

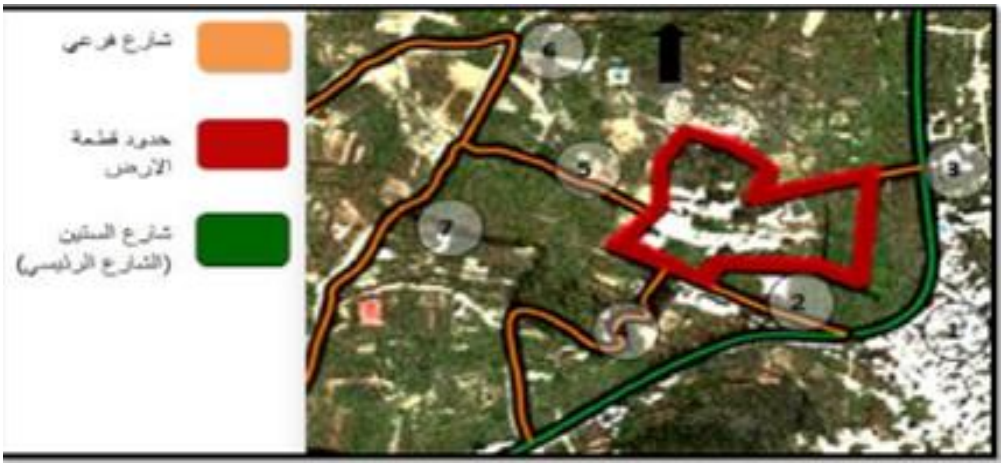


الشكل (٢-٥) خطوط الكنتور في قطعة الأرض .



الشكل (٢-٦) مقاطع قطعة الأرض .

٢.شبكه المواصلات : تقع قطعة الارض غرب مخيم العروب ، بالقرب من شارع الستين ، بحيث تتصل بالطريق الرئيسي بواسطة شارعان فرعيان احديهما من الجهة الغربية ، والاخر من الجهه الجنوبية ، وتتصل بشارع فرعي اخر واصل من بلدة بيت امر المجاورة للموقع.

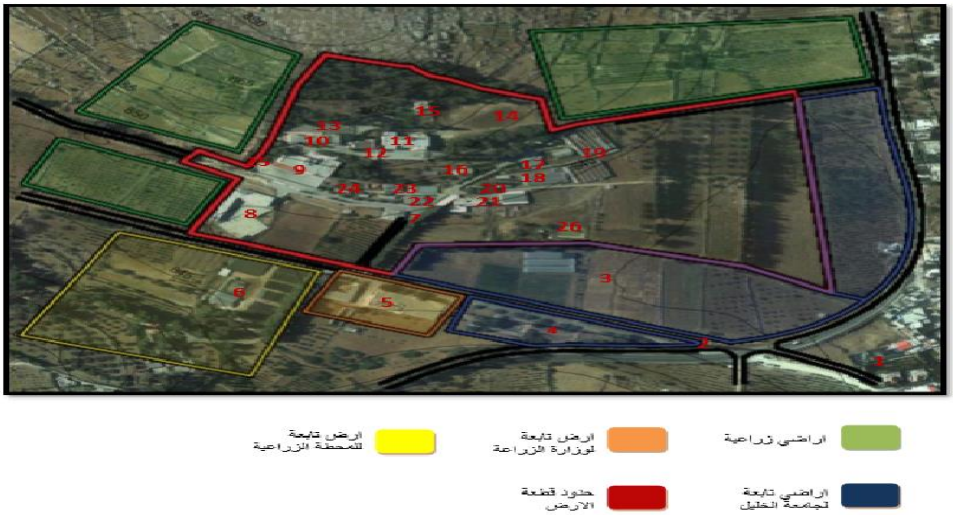


الشكل (٢-٧) الشوارع المجاورة لقطعة الأرض .

٣.الغطاء النباتي : هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .

٤.أنماط المباني والأراضي المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجارية ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

أما بالنسبة للأراضي المحيطة بقطعة الأرص تتميز بتربتها الخصبة ، لذلك نجد ان معالم الأراضي حولها زراعية ، او تحتوي على نشاطات متعلقة بالزراعة ، كمختبرات البيطرة ، ومحطة زارعية ...وغيرها .

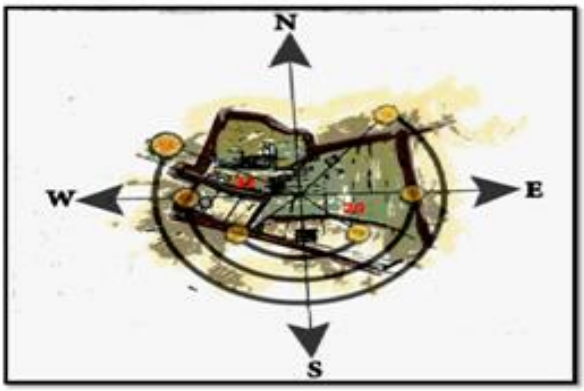


الشكل (٢-٨) الأراضي المجاورة لقطعة الأرض .

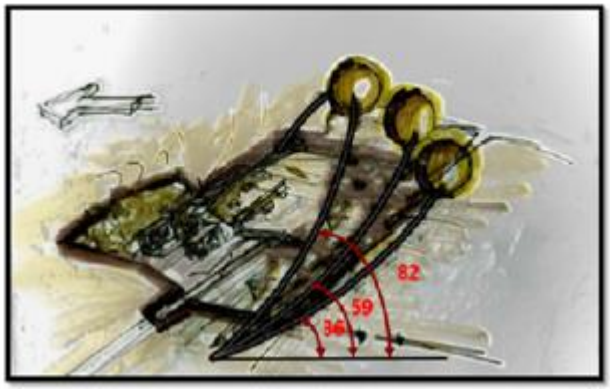
٢-٣-٢ حركة الشمس و الرياح :

يتعرض مخيم العروب إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة ،واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما يتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة .ونظراً لموقعه الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليه وتصطدم بتيارات دافئة ، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبته وتجعلها أكثر انسجاما ، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا،كما تهب على المخيم رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

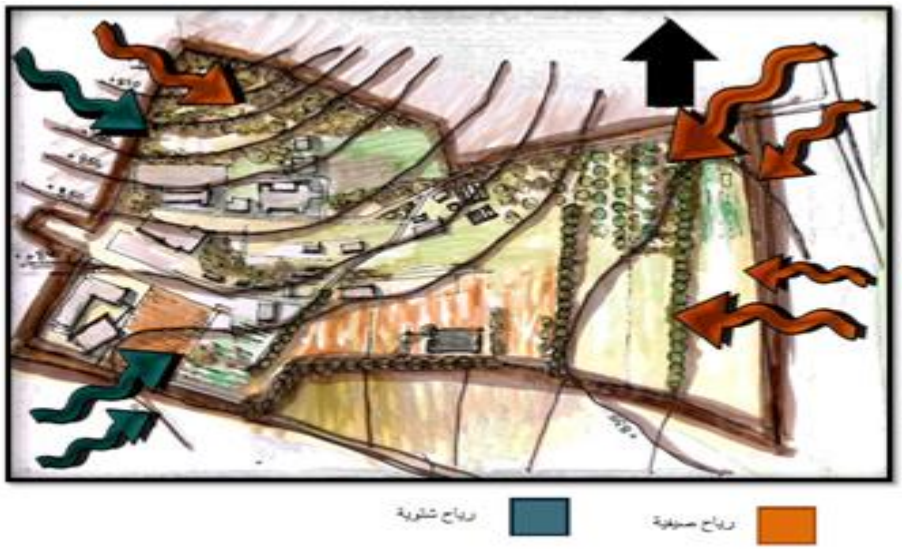
إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير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



الشكل (٢-٩) : يوضح حركة وزوايا الشمس الافقية.
(المصدر :محطة الارصاد الجوية).



الشكل (٢-١٠) : يوضح زوايا الشمس العمودية .
(المصدر :محطة الارصاد الجوية).



الشكل (٢-١١) : يوضح حركة الرياح في الموقع .
(المصدر :الموسوعة الفلسطينية).

٢-٤ وصف الطوابق:-

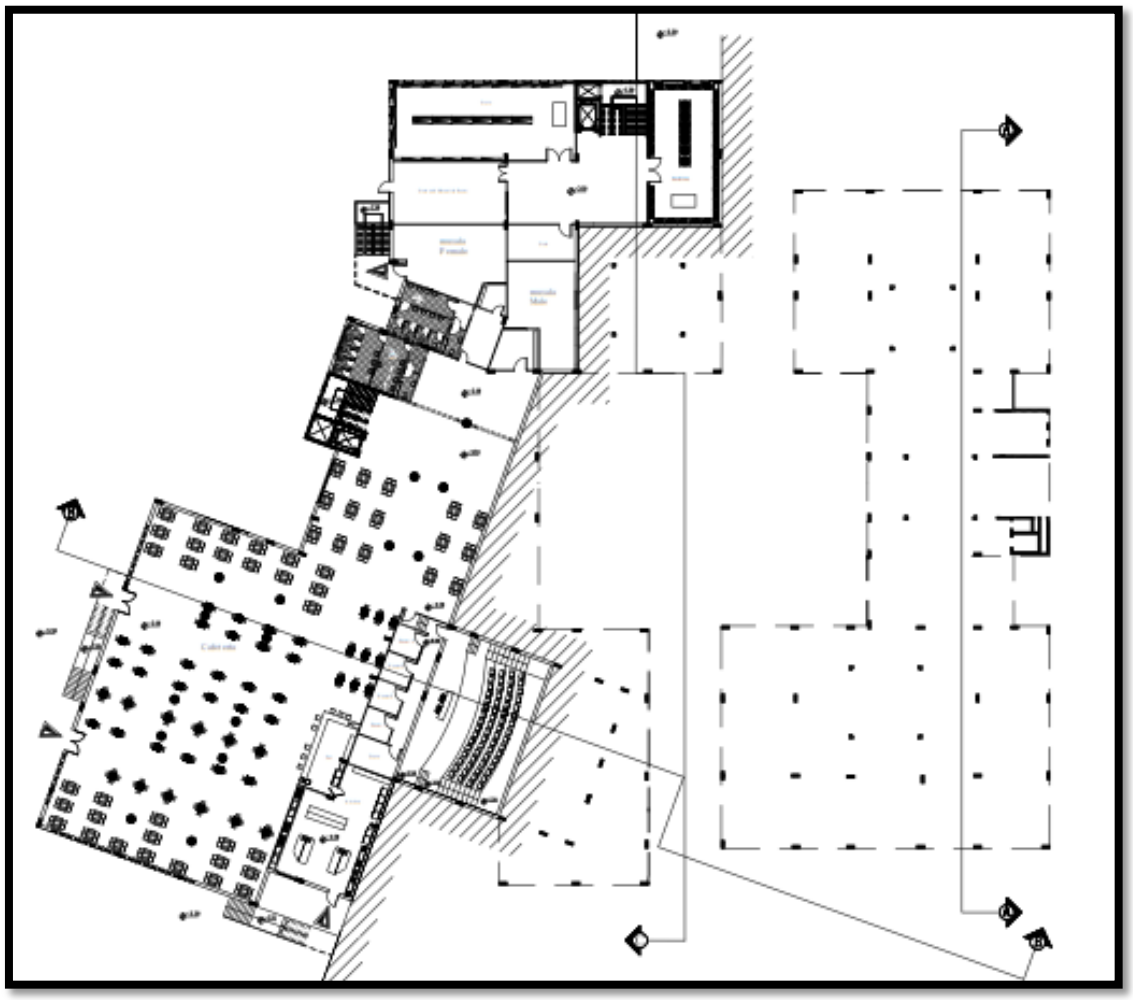
يتكون مبنى الأنشطة من ٥ طوابق ، يحتوي كل طابق على فعاليات معينة :

٢-٤-١ وصف طوابق مبنى الأنشطة :-

يتكون مجمع الانشطة الطلابية من اربعة طوابق وتسوية ، كما يكون كل طابق من عدة فعاليات ، حيث يوجد به مكتبة ومبنى الانشطة الطلابية وكافيتريا وصالات رياضية .

٢-٤-١-١ طابق التسوية :-

(منسوب3.10- م) بمساحة تقدر بـ ٢٤٠٠م^2.
يحتوي طابق التسوية على الفعاليات التالية في مبنى المكتبة و الكافيتريا :
الكافيتريا ، مطبخ ، حمامات ، مكتب تصنيف مصلى للرجال ومصلى للنساء ، خدمات المدرج ، جزء من المدرج .
كما هو موضح في الشكل.



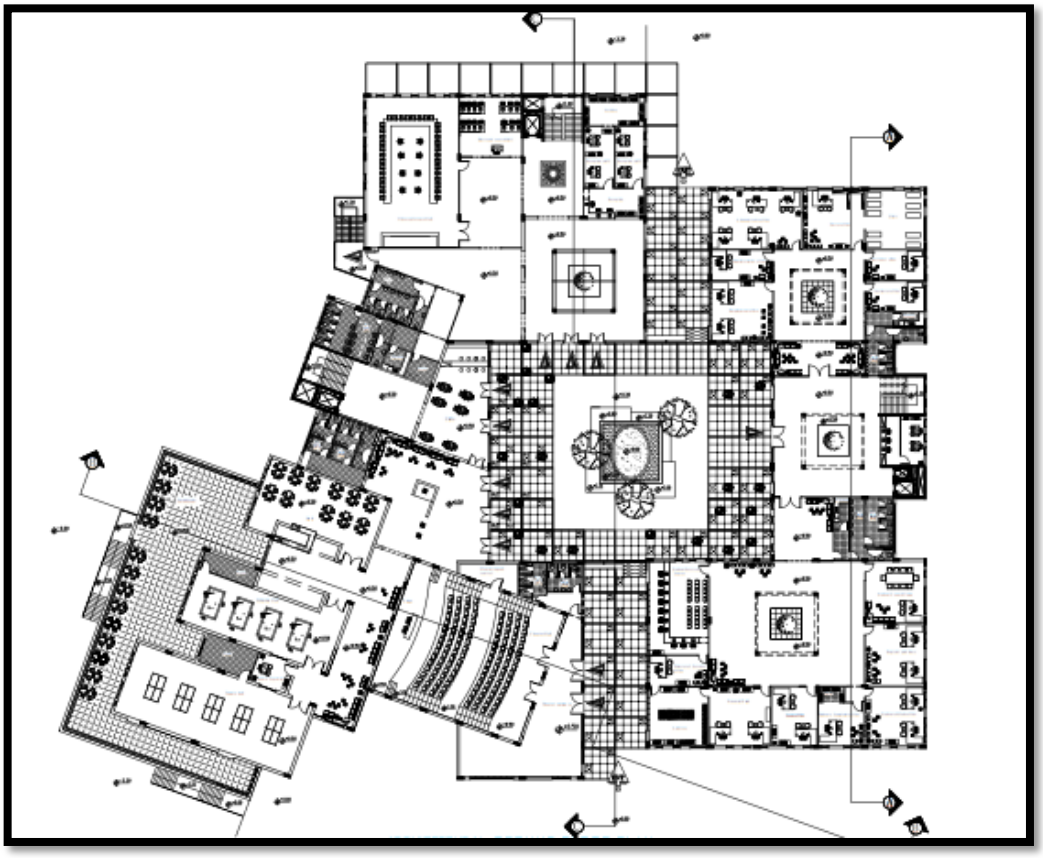
الشكل (٢-١٢) : مسقط طابق التسوية.

٢-٤-١-٢ الطابق الأرضي:-

(منسوب +٥.٠م) بمساحة تقدر ب٤٥٥٠ م^{٢}.

يحتوي الطابق الارضي على الفعاليات التالية : في مبنى الانشطة الطلابية :مكاتب ادارية ، مكتب التوظيف ، مكتب القروض، عيادة وغرفة طبيب ، حمامات ذكور واناث ، طلبة، وموظفين ، مركز خدمات الطلبة ، الصندوق التسجيل ومكاتب مشاكل التسجيل ، مكتب لشؤون الطلبة ، مجلس اتحاد الطلبة .

يحتوي مبنى المكتبة والقاعات الرياضية على الفعاليات التالية : الاستعلامات ، ادارة الاستعلامات ، قاعة فيديو كونفرنس ، قاعة بحث الكتروني ، حمامات ، مقهى صغير ، قاعة تنس، قاعة بلياردو ، مخازن ، مكتب المشرف الرياضي .



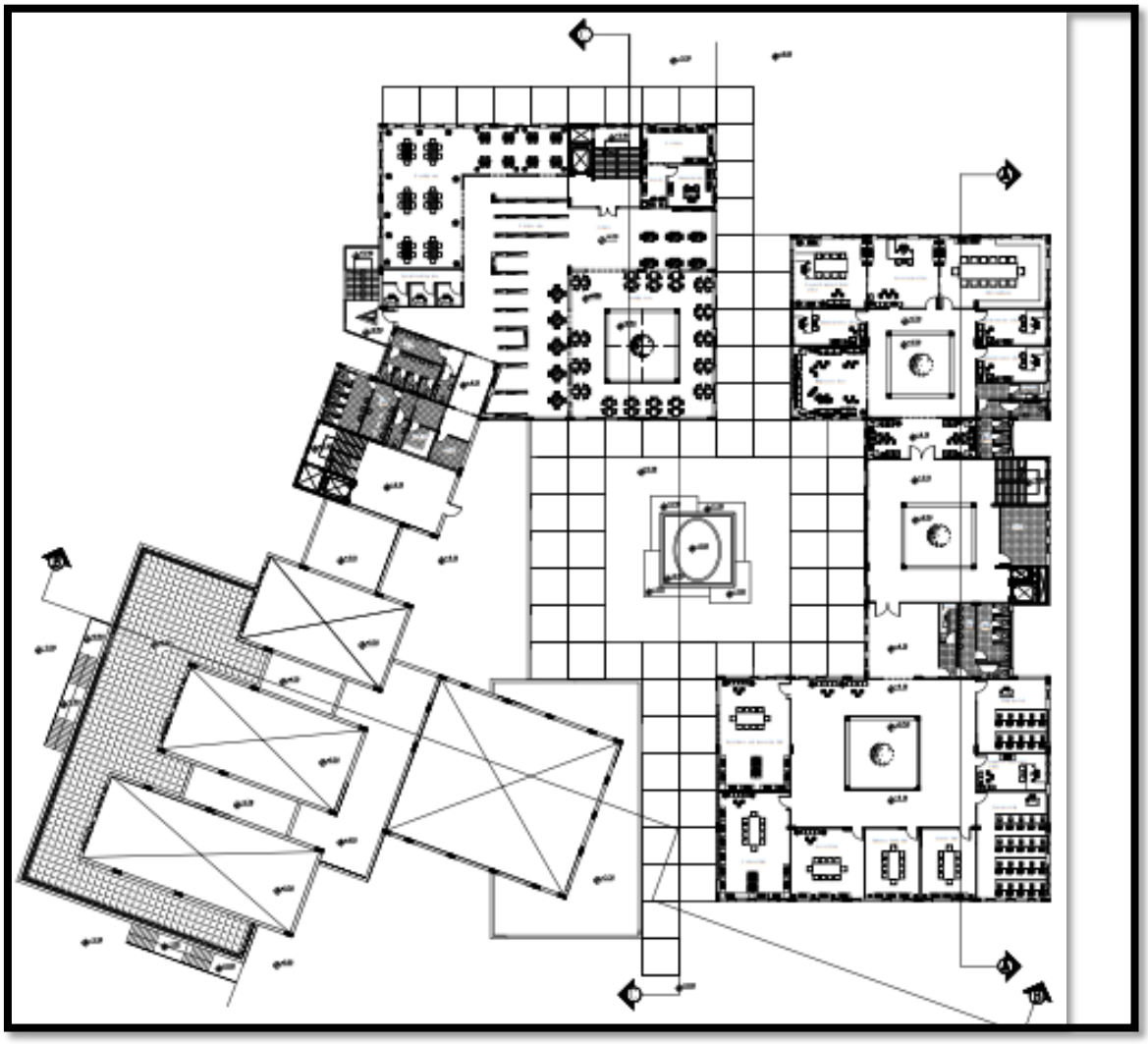
الشكل (٢-١٣): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

٢-٤-١-٣ الطابق الأول:-

(منسوب4.10+م) بمساحة تقدر ب 3050 م^{٢}.

يحتوي مبنى الانشطة الطلابية عبى الفعاليات التالية : مكاتب ادارية ، مكتب عميد شؤون الطلبة ، سكرتارية ، حمامات ، استراحة موظفين ، نوادي الطلبة(اجتماعية ، ثقافية ، تميز وابداع ، فنية... الخ) ، مختبرين للكمبيوتر .

يحتوي مبنى المكتبة والمدرج على الفعاليات التالية : استعلامات ، مناطق للرفوف ، مناطق للقراءة ، غرف قراءة خاصة ، حمامات ، منطقة قراءة خارجية مطلة على الساحة الداخلية ، المدرج ، غرفة التحكم والمراقبة .



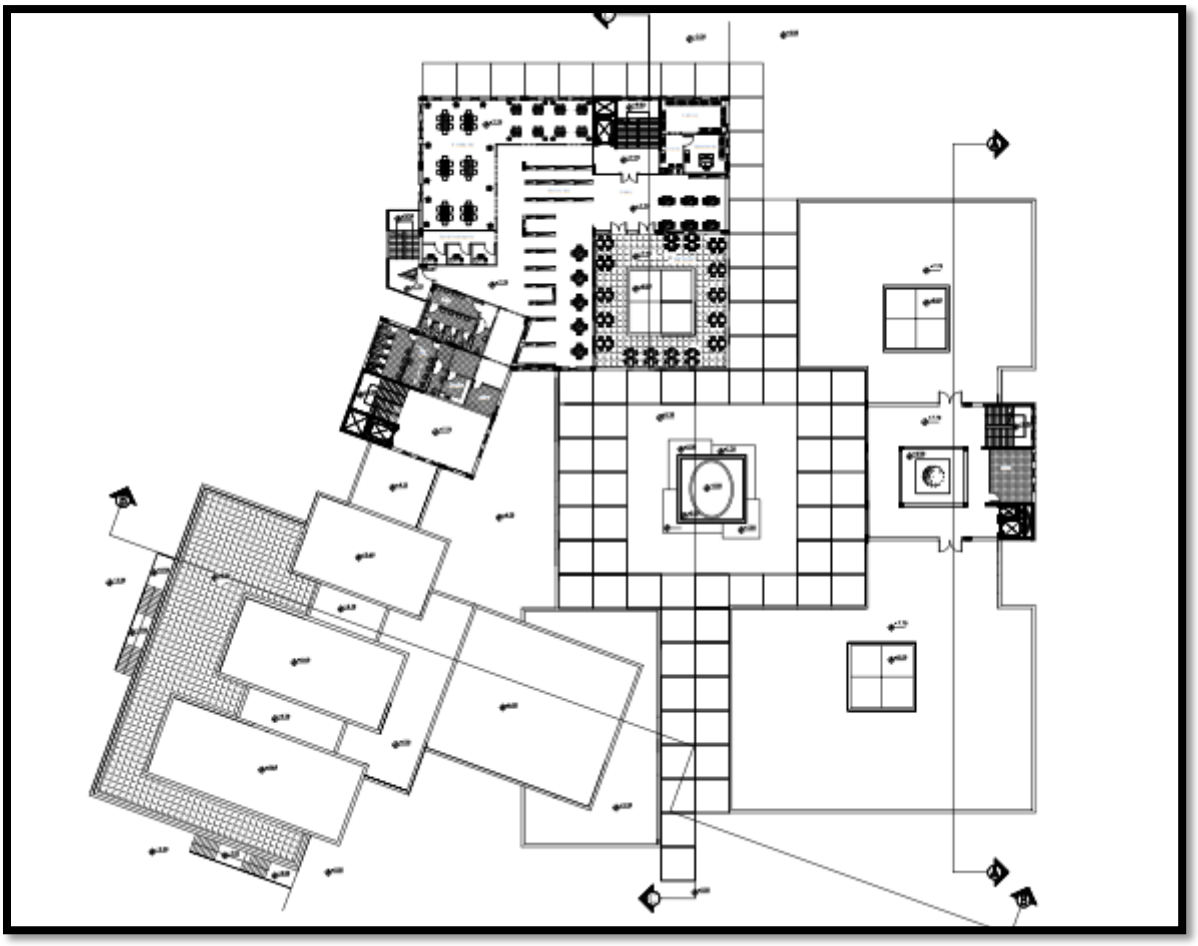
الشكل (٢-١٤) : المسقط الأفقي للطابق الأول.

٢-٤-١-٤ الطابق الثاني:-

(منسوب+٧.٧٠ م) بمساحة تقدر ب ١١٦٠ م^{٢}.

يحتوي مبنى الانشطة الطلابية على الفعاليات التالية : تخزين ، غرفة الصيانة للمصعد ، بيت الدرج .

يحتوي منبى المكتبة على الفعاليات التالية : استعلامات ، مناطق للرفوف ، مناطق للقراءة ، غرف قراءة خاصة ، حمامات ، بلكونة للقراءة مطلة على الساحة الداخلية .

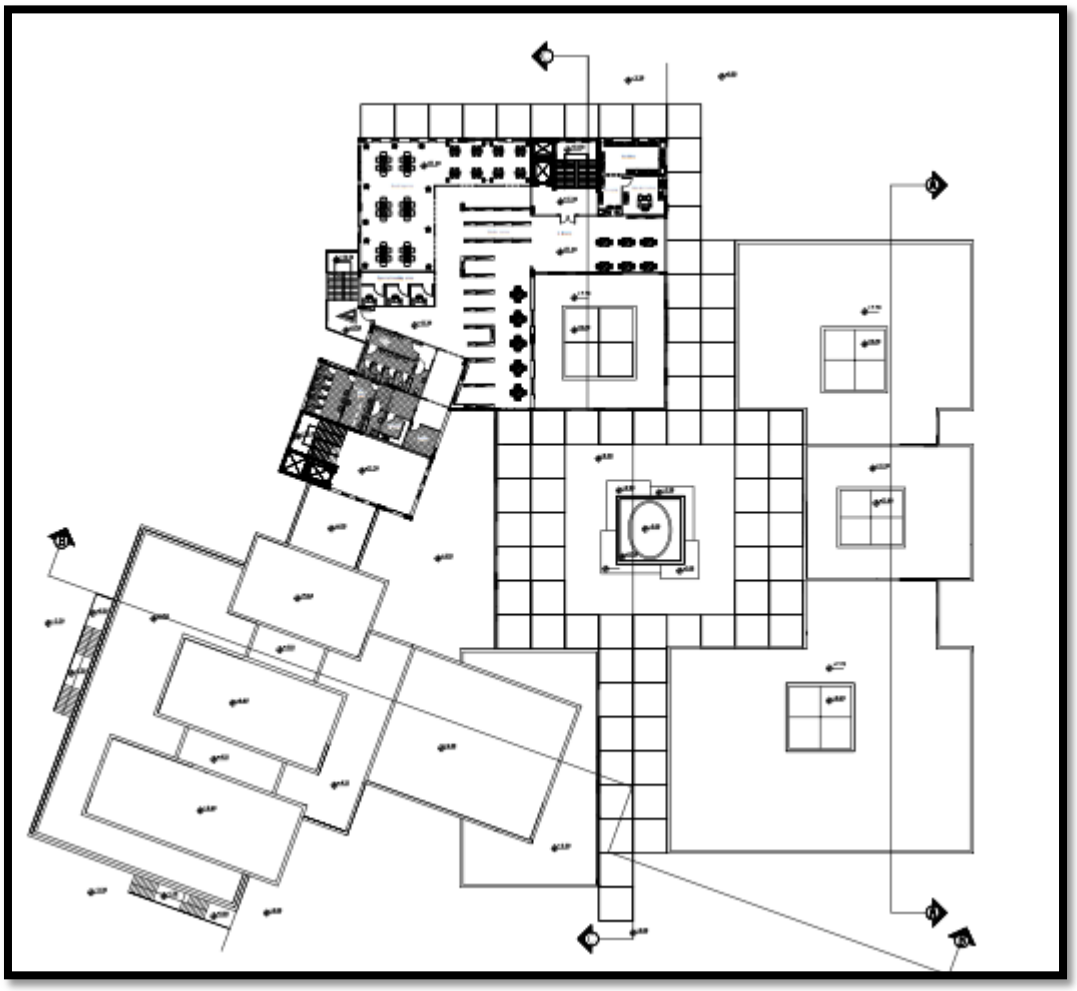


الشكل (٢- ١٥):المسقط الأفقي للطابق الثاني.

٢-٤-١-٥ الطابق الثالث:-

(منسوب ١١.٣٠ م) بمساحة تقدر ب900م^{٢}.

يحتوي مبنى المكتبة على الفعاليات التالية : استعلامات ، مناطق للرفوف ، مناطق للقراءة ، غرف قراءة خاصة ، حمامات ، بيت الدرج ، غرفة صيانة المصعد وبلكونات .



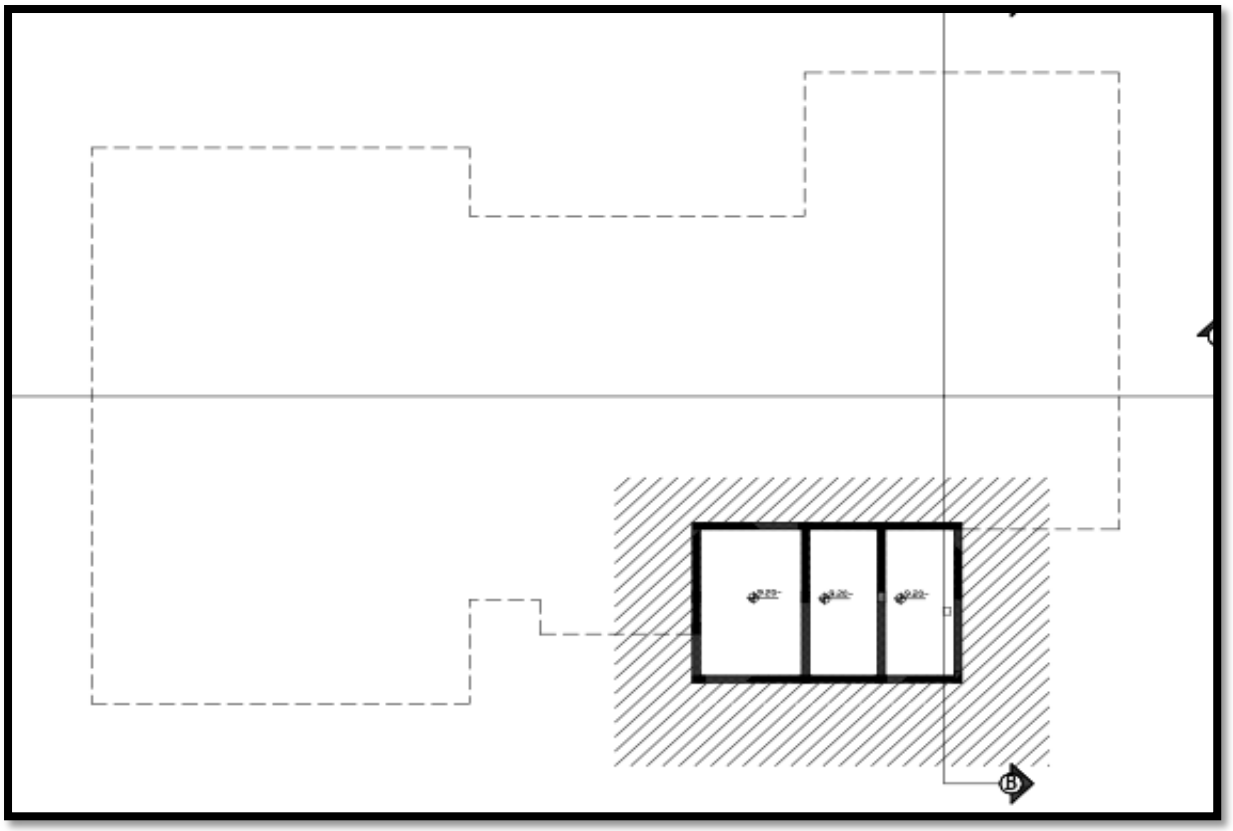
الشكل (٢-١٦) : المسقط الأفقي للطابق الثالث.

٢-٤-٢ وصف طوابق الصالة الرياضية :-

تتكون الصالة من ٤ طوابق ، يحتوي كل طابق على فعاليات معينة :

٢-٤-٢-١ البئر:-

(منسوب٠.٨- م) بمساحة تقدر بـ ١٨٠ م^{٢}.
ويحتوي على بئر للمياه خاص بالمسبح التابع للصالة الرياضية .

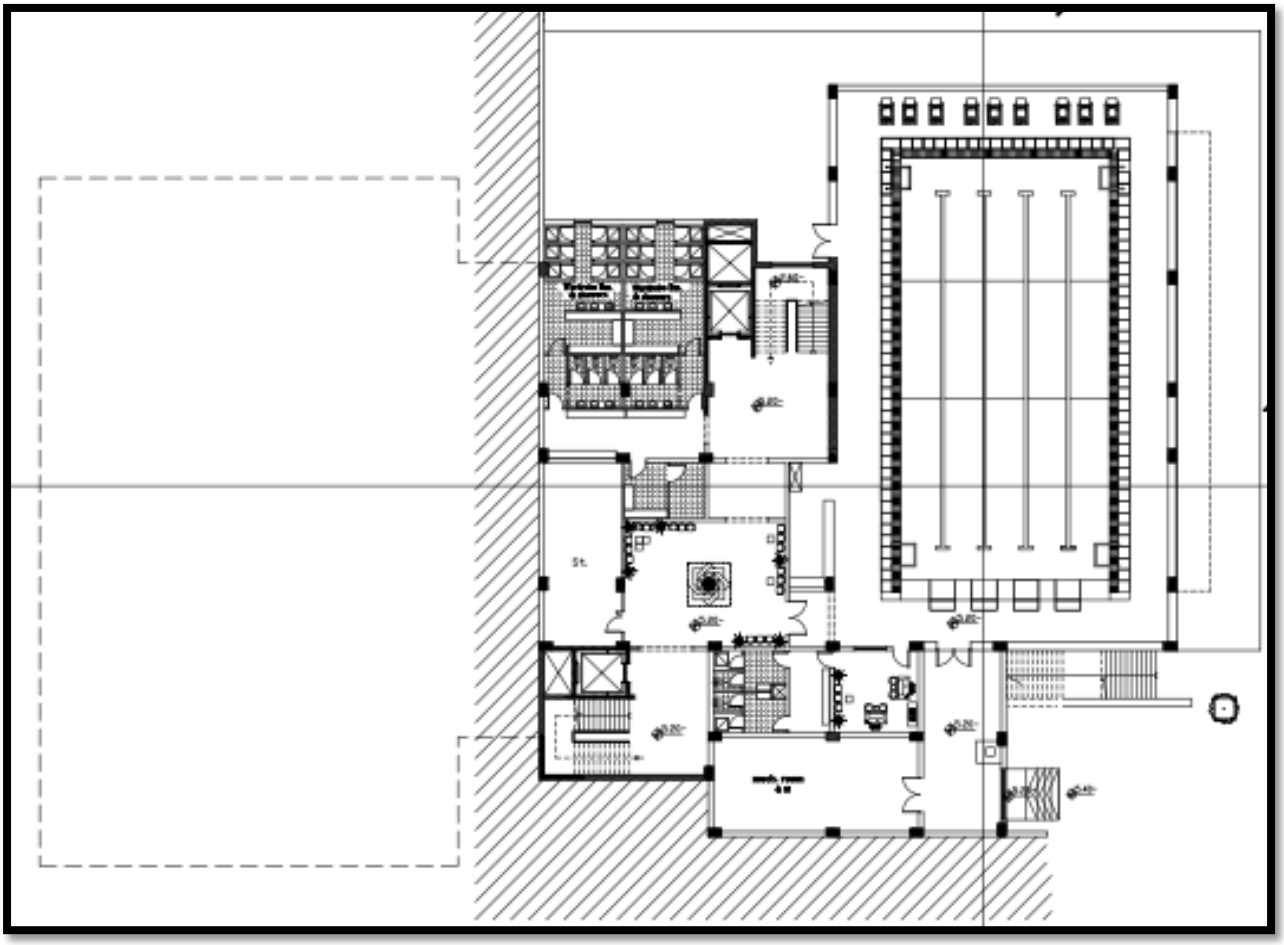


الشكل (٢-١٧) : المسقط الأفقي لطابق التسوية

٢-٤-٢-٢ طابق التسوية :-

(منسوب٢.٥- م) بمساحة تقدر ب ١٢١٠ م^{٢}.

ويحتوي على مسبح و ومنطقة الخدمات التابعة له ، وتحتوي على مشالح وحمامات وادواش ، بالاضافة الى مخازن وغرف للمشرفين ، وادراج عدد ٢ وابواب للهروب :

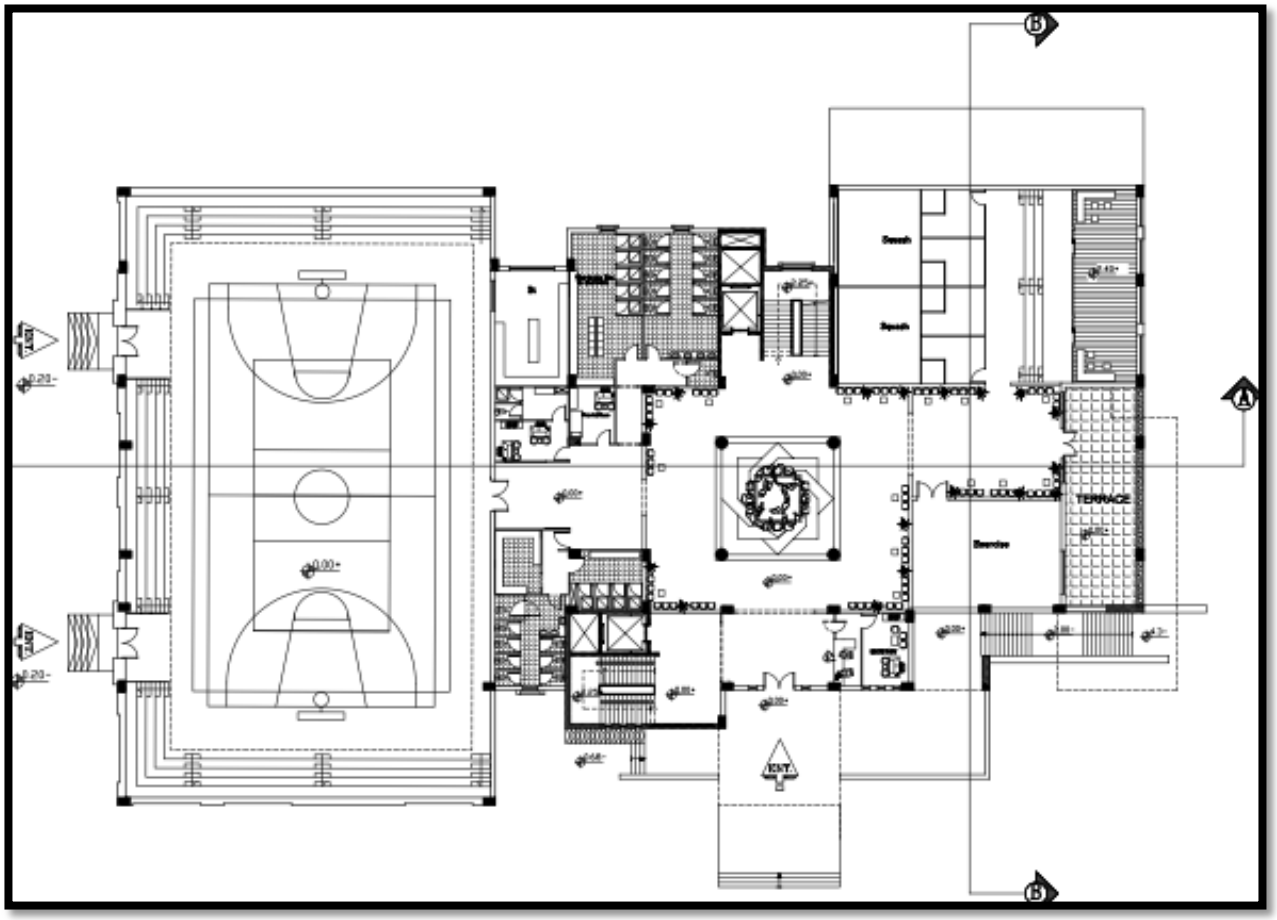


الشكل (٢-١٨): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

٢-٤-٢-٣ الطابق الأرضي :-

(منسوب ٠.٠ م) بمساحة تقدر ب 2220 م^{٢}.

ويحتوي على المدخل الرئيسي ، ومنطقه الاستقبال وبهو المدخل ، بالاضافة الى قاعتان للعبة السكواش ، وقاعة للانشطة المختلفة ، بالاضافة الى صاله اللعب الرئيسية ومنطقة للمشرفين ، وعيادة بالاضافة الى منطقة الخدمات ، وادراج عدد ٢ و ابواب للهروب .

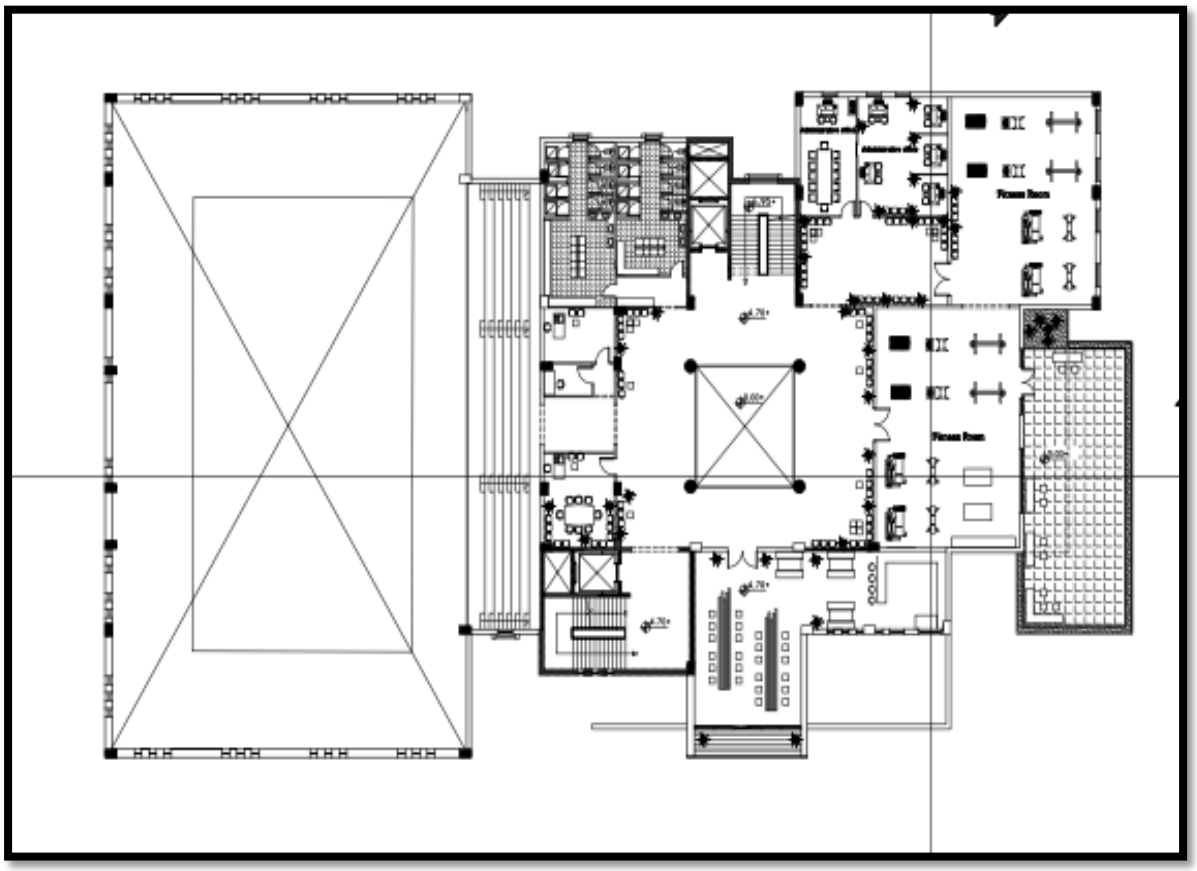


الشكل (٢-١٩) : المسقط الأفقي للطابق الأول.

٢-٤-٢-٤ الطابق الأول :-

(منسوب +٤.٧٠م) بمساحة تقدر ب٢٣٣٠ م^{٢}.

ويحتوي على قاعة جيم للطلاب والموظفين ، ومنطقة ادارية ، وكافتيريا ومنطقة ال VIP، بالاضافة الى غرفة للمشرفين ، ومنطقه خدمات وادراج للخدمة عدد ٢.



الشكل (٢- ٢٠):المسقط الأفقي للطابق الثاني.

٢-٥ وصف الواجهات :-

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

وفي هذا المشروع تم استخدام الحجر الجيري في بناء الواجهات.

٢-٥-١ واجهات مبنى الأنشطة :-

٢-٥-١-١ الواجهة الغربية :

هنا تحتوي على فتحات ، وتم استخدام الزجاج في بعض الأماكن .
يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى والمسرح وأجزاء أخرى من المبنى .

الشكل (٢-٢١) : الواجهة الغربية .

٢-٥-١-٢ الواجهة الشمالية :

يظهر فيها المدخل الفرعي الذي يقود للكافتيريا بالإضافة الى سلالم الطوارئ ، و أجزاء أخرى من المبنى .

الشكل (٢-٢٢) : الواجهة الشمالية .

٢-٥-١-٣ الواجهة الشمالية الغربية :

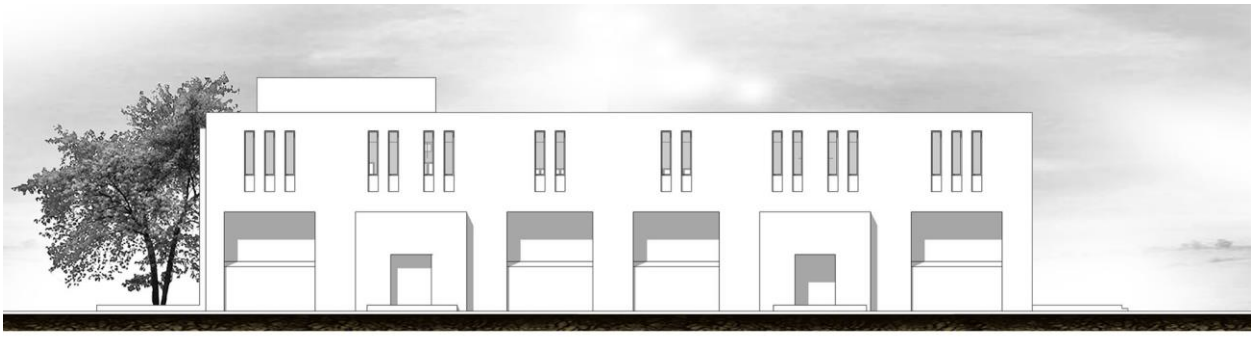
تظهر الكافتيريا من الجهة الشمالية والغربية .

الشكل (٢-٢٣) : الواجهة الشمالية الغربية .

٢-٥-٢ واجهات الصالة الرياضية :-

٢-٥-٢-١ الواجهة الغربية :

تبين الملعب الرياضي والمداخل التى تؤدي اليه.



الشكل (٢-٢٤) : الواجهة الغربية .

٢-٥-٢-٢ الواجهة الشمالية :

تحتوي على بيت الدرج ، و الملعب الرياضي و المسبح الرياضي .

الشكل (٢-٢٥) : الواجهة الشمالية .

٢-٥-٢-٣ الواجهة الشرقية :

تحتوي على مدخل فرعي للطابق الأرضي ، ويظهر فيها المسبح الرياضي ، وتحتوي على شرف للمبنى .

الشكل (٢-٢٦) : الواجهة الشرقية .

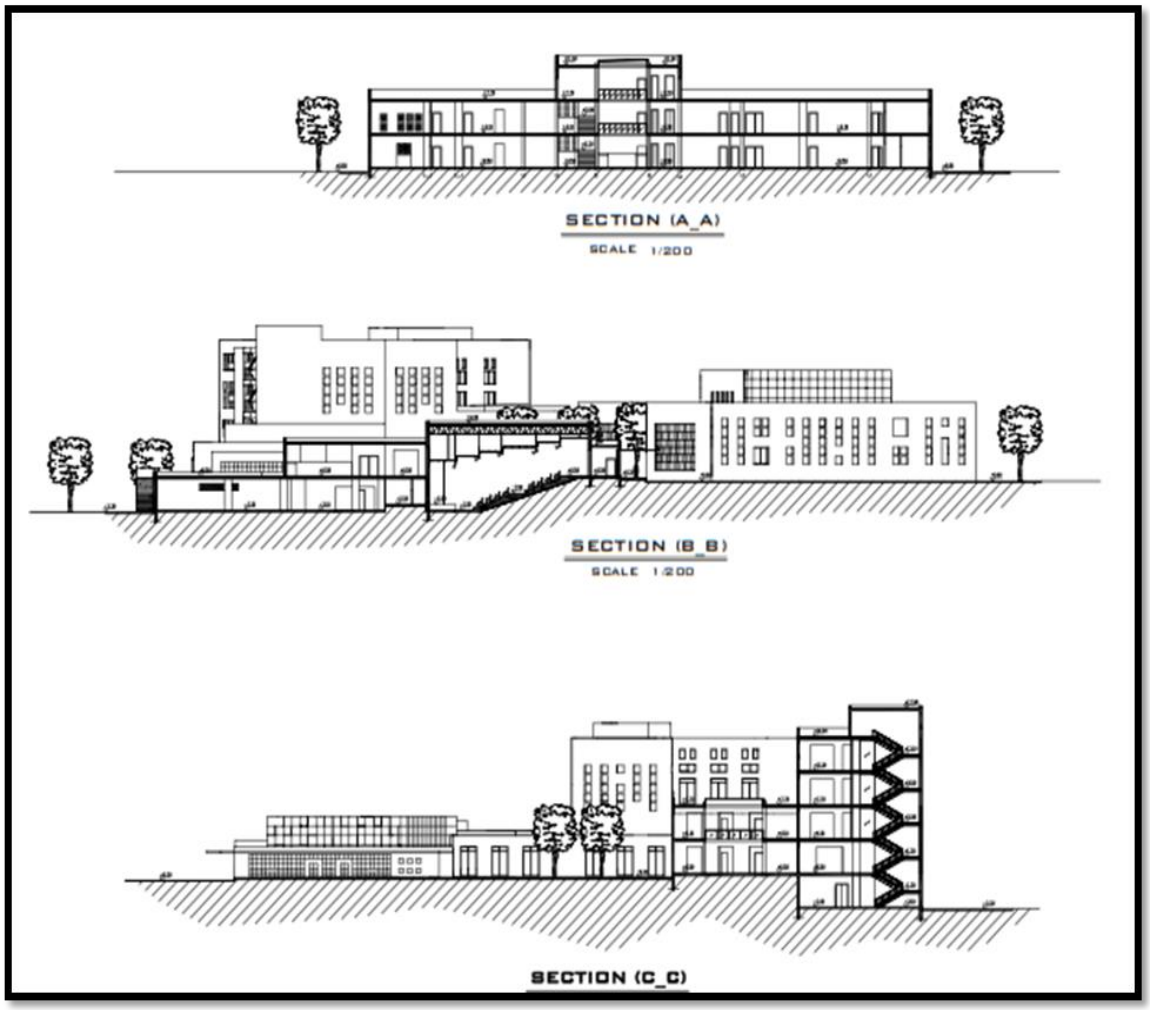
٢-٥-٢-٤ الواجهة الجنوبية :

تعتبر الواجهة الرئيسية انا تحتوي ع المدخل الرئيسي للمبنى .

الشكل (٢-٢٧) : الواجهة الجنوبية .

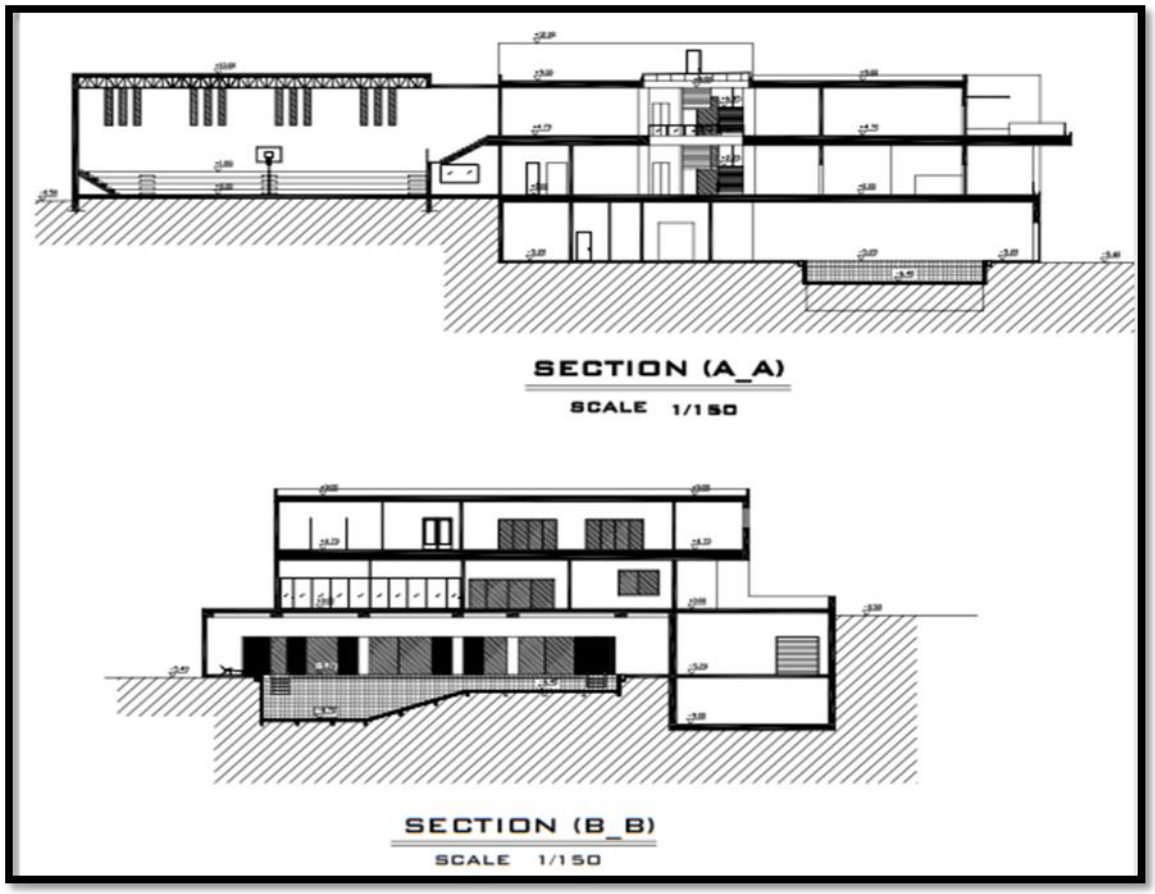
٢-٦ امقاطع المبنى :-

٢-٦-١مقاطع مجمع الانشطة الطلابية:-



الشكل (٢-٢٨) :المقاطع العرضية .

٢-٦-٢ مقاطع الصالة الرياضية :-



الشكل (٢-٢٩) :المقاطع العرضية .

٢-٧ وصف الحركة :-

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل الكليّة نفسها؛ فالحركة من خارج الكليّة إلى داخلها تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من عدة أماكن وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى . أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

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

وجد المنحدر (Ramp) في بجانب المدخل الرئيسي لمبنى الأنشطة لتسهل عملية التنقل بسبب اختلاف مناسيب الأرض .

٢-٨ المداخل :-

٢-٨-١ مداخل مبنى الأنشطة الطلابية :-

يحتوي المبنى على ثمانية مداخل :
١.المدخل الرئيسي في الواجهة الغربية .
٢.المدخل الشمالي هو مدخل فرعي يؤدي للكافتيريا ومنسوبه مع منسوب طابق التسوية .
٣.مداخل في جميع الاتجاهات خاصة بالطلاب والموظفين .

٢-٨-٢ مداخل الصالة الرياضية :-

يحتوي المبنى على أربع مداخل :
١. المدخل الجنوبي وهو المدخل الرئيسي هو للاستخدام العام.
٢. مدخل خاص بالغرفة الميكانيكية .
٣. مدخل خاص بالمسبح .
٤. المدخل الشرقي وهو للاستخدامات الخاصة بحيث يؤدي الى طابق الثاني مباشره .
٥. المداخل الغربية وهي مداخل خاصة للملعب الرياضي .

٣

الـفـصـل الـثـالـث

الـــوصـــف الإنْـشَـــائِـي

٣-١ مقدمة .

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي .

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي .

٣-٤ الأحمال.

٣-٥ الاختبارات العملية .

٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .

٣-٧ فواصل التمدد .

٣-٨ برامج الحاسوب.

٣-١ مـقدمـة :-

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا، حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع .

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمن، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي:-

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

١- الأمان(Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
٢- والتكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
٣- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى .
٤- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

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

٢. المرحلة الثانية:
تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

٣-٤ الأحمـال:-

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:-

٣-٤-١ الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	16
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	البلاط	23

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

أحمال القواطع (Partition) = 0.75 kN/m^2

٣-٤-٢ الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزة ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (٣-٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m^2)
1	الصالة الرياضية	5
٢	مبنى الأنشطة	٥
3	الأدراج	3.5

جدول(٣- ٢) الأحمال الحية للمبنى

٣-٤-٣ 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، و يمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

٣-٤-٣-١ أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى،ولتحديد احمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث احاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الاخرى .

وسيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5)للحصول على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (٣-٣) الموضح فيما يلي :-

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/ m²)	0.50	0.80	1.1	1.30

جدول (٣ – ٣) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5

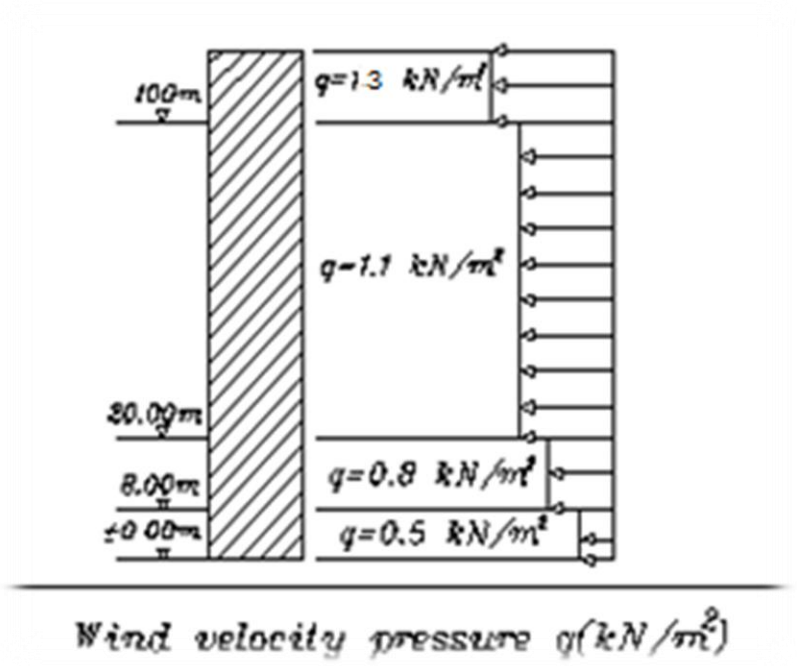
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

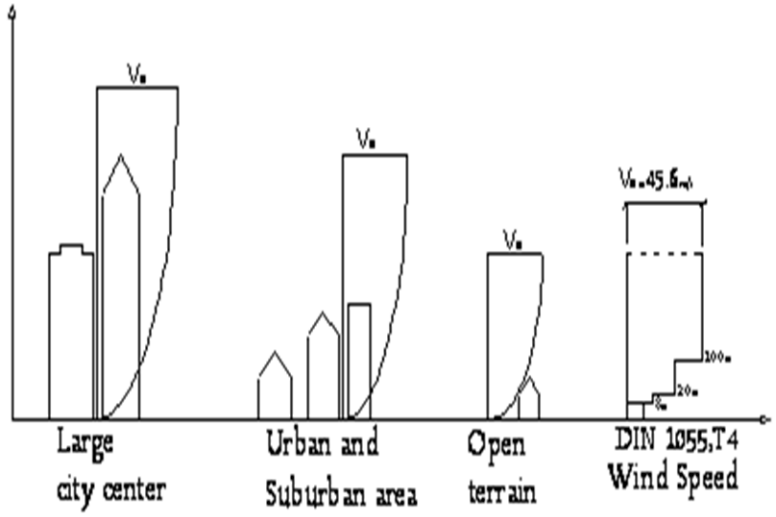
حيث أن :

q: (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/ m²).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل (٣-١) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .





الشكل (٣-١) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .

٣-٤-٣-٢ أحـمـال الـثـلـوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف ، ويتم تحديدها باستخدام الكود البناء المختلفة ، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

أحمال الثلوج (KN /M²)	علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)
0	h < 250
(h-250) /1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

جدول (٣ – ٤) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٨٤٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_L = \frac{840 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.1(\text{KN/m}^2)$$

٣-٤-٣-٣ أحـمـال الـزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية ،بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية ، فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل :

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

٣-٥ 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 تصرف التربة ،عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية :

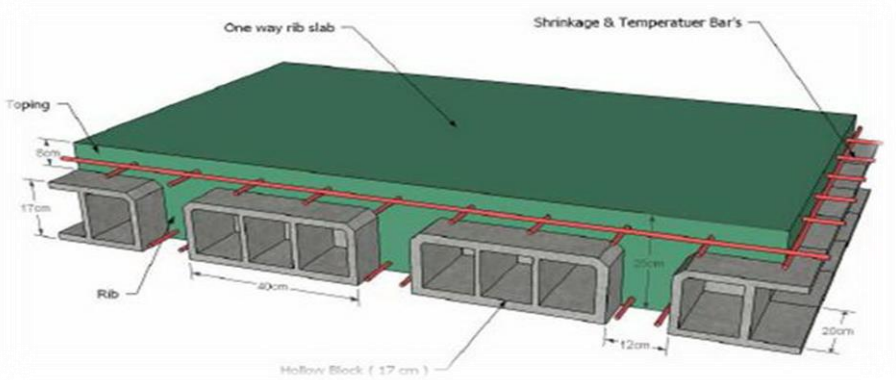
٣-٦-١ العقدات:

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

١. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
٢. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
٣. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(one way solid slab).
٤. Flat plate

٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

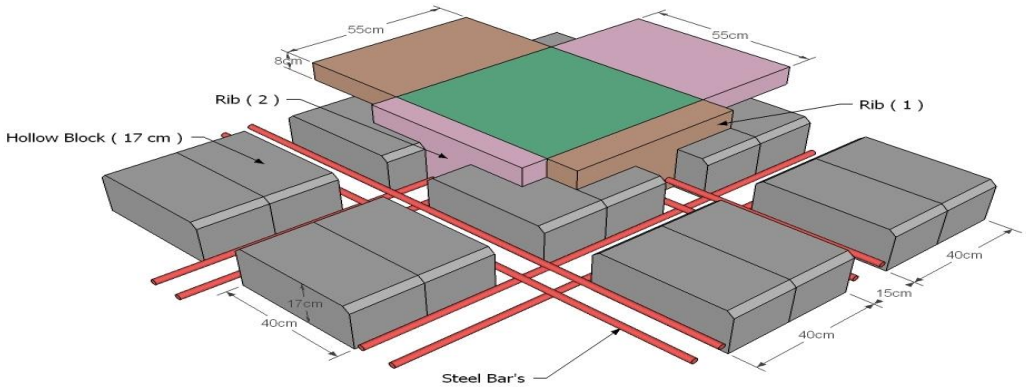
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٢)



الشكل (٣ – ٢) العقدات ذات العصب الواحد .

٣-٦-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

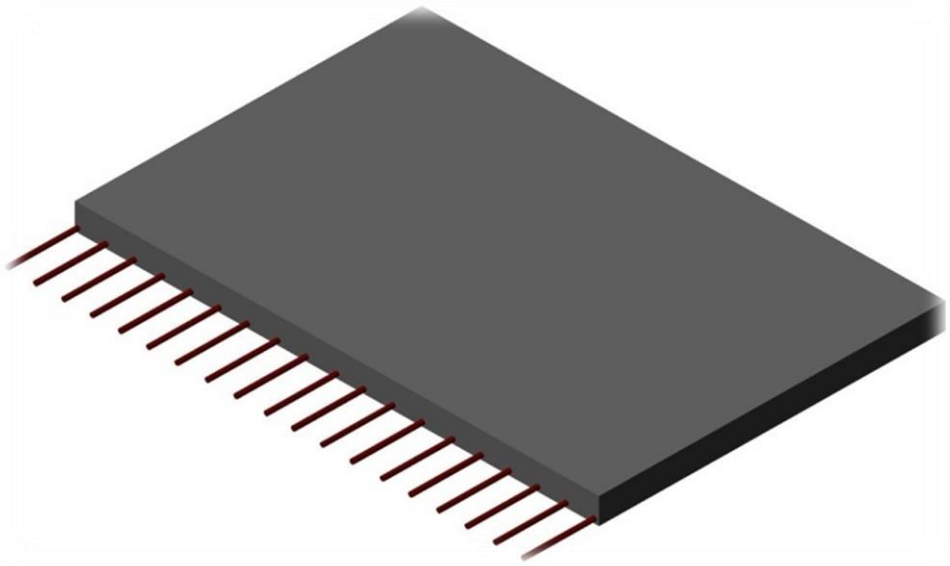
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٣):



الشكل (٣ – ٣) العقدة ذات العصب باتجاهين .

٣-٦-١-٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

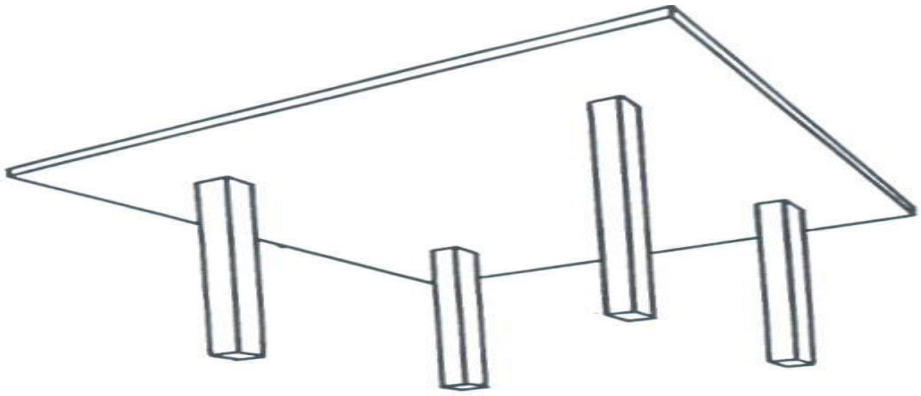
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (٣-٤):-



الشكل (٣ - ٤) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .

٣-٦-١-٤ Flat plate:

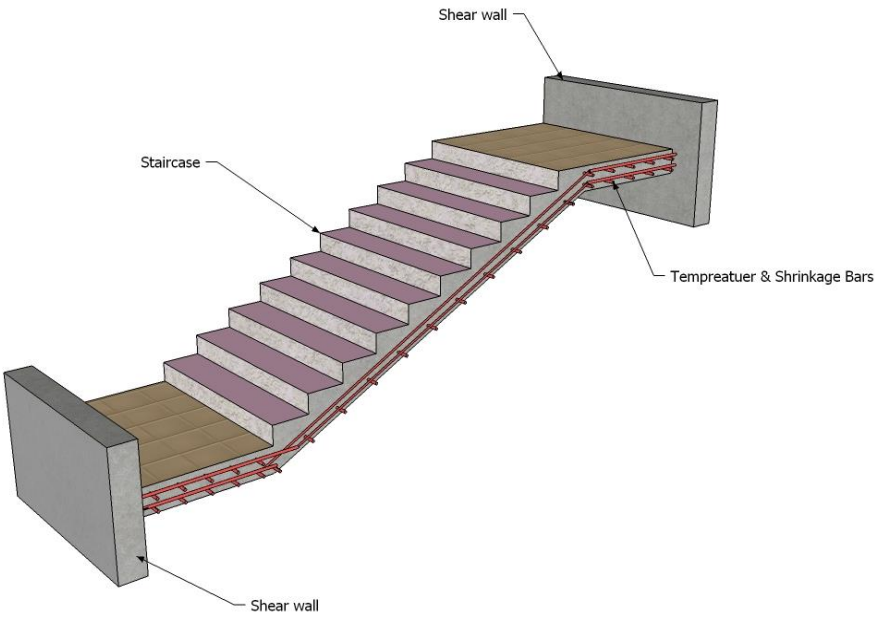
و تم استخدامها في حاله عدم الانتظام في توزيع الأعمدة.



الشكل (٣ – ٥) :- Flat Plate .

٣-٦-٢ الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق المبنى ، الشكل (٣-٦).



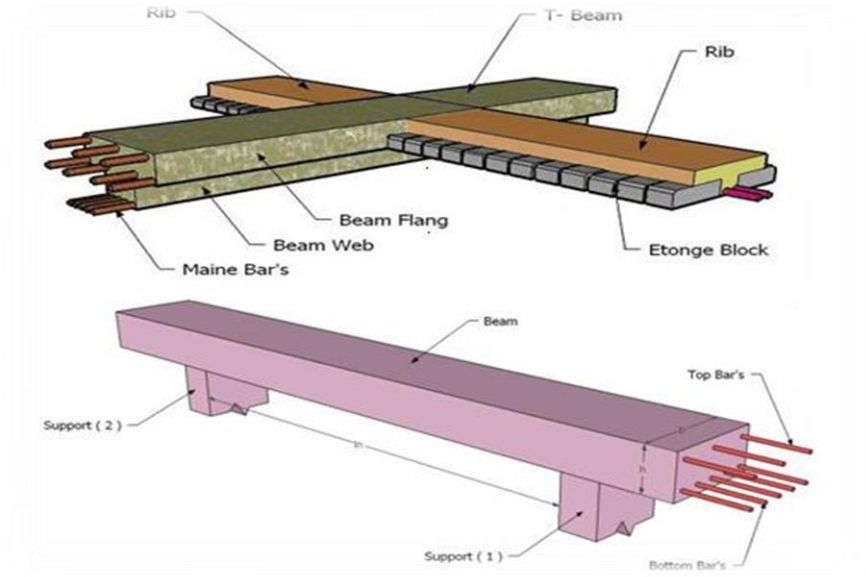
الشكل (٣ – ٦) :- الدرج .

٣-٦-٣ الجسور:-

وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

١- جسور (Rectangular)
٢- وجسور (T-section) .
٣- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (٣-٧) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



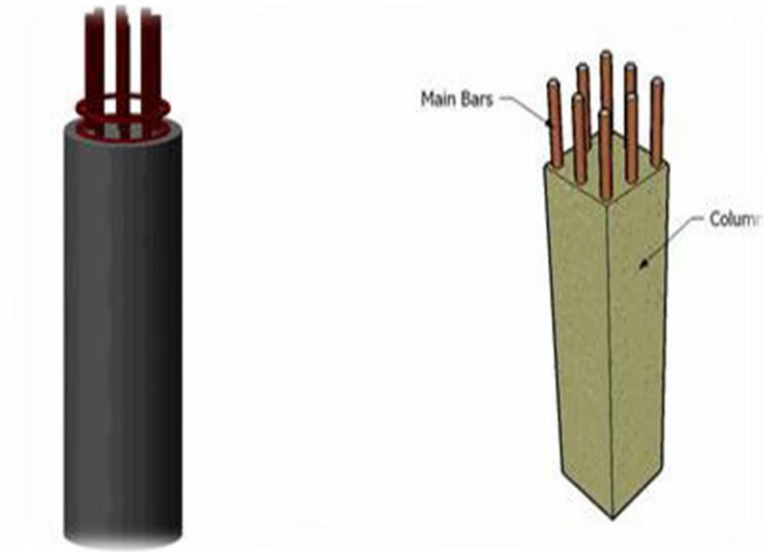
الشكل (٣ – ٧) : - أنواع الجسور المستخدمة في المشروع .

٣-٦-٤ الأعمدة:

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 الإنشائي:

١- الأعمدة القصيرة (short column).
٢- الأعمدة الطويلة (long column).

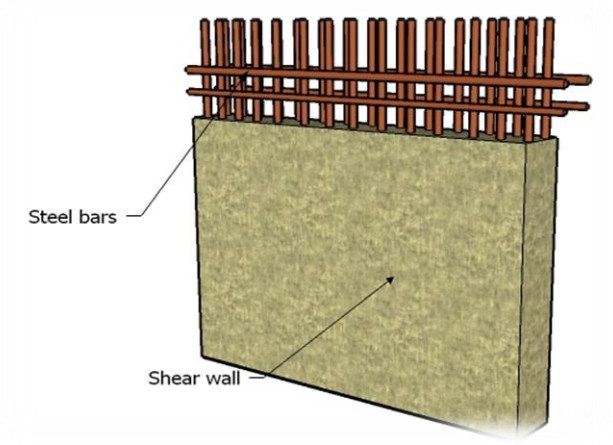
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على ثلاثة انواع من الاعمدة:هي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل (٣-٨).



الشكل (٣ – ٨) : - أنواع الأعمدة .

٣-٦-٥ جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا 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 كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (٣-٩).



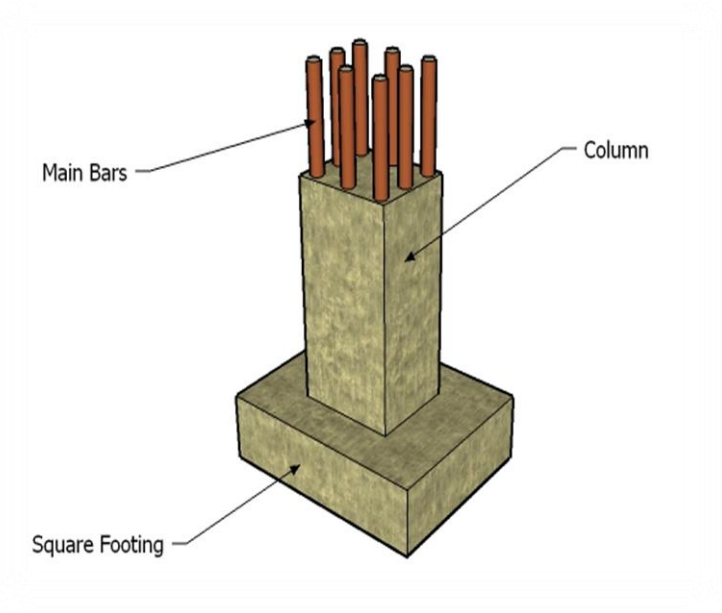
الشكل (٣-٩) جدار قص .

٣-٦-٦ الأساسات:

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 ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي:-

١- أساسات منفصلة (Isolated footing)
٢- أساسات مزدوجة (Compound footing)
٣- أساسات شريطية (Strip footing)

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



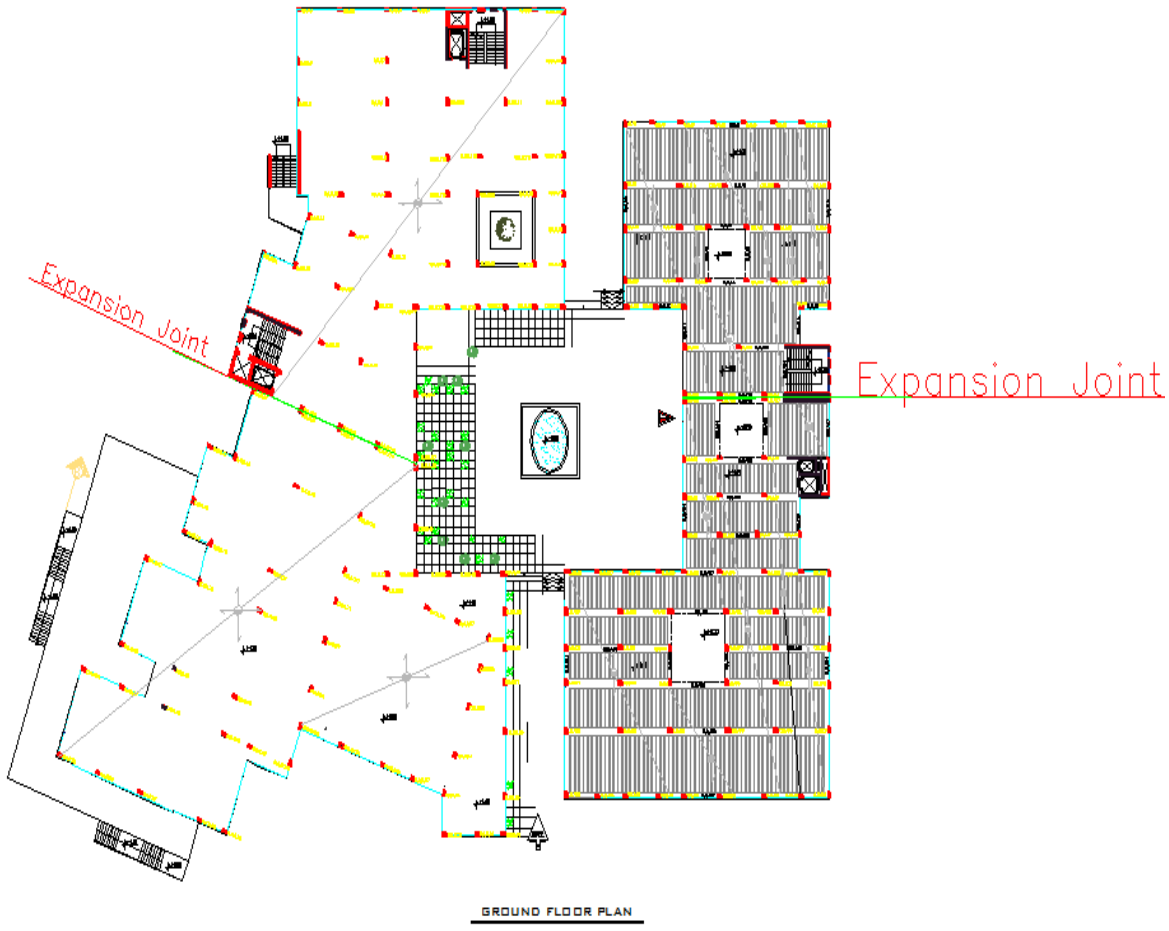
الشكل (٣ – ١٠) أساس مفرد .

٣-٧ فواصل التمدد (Expansions Joints):

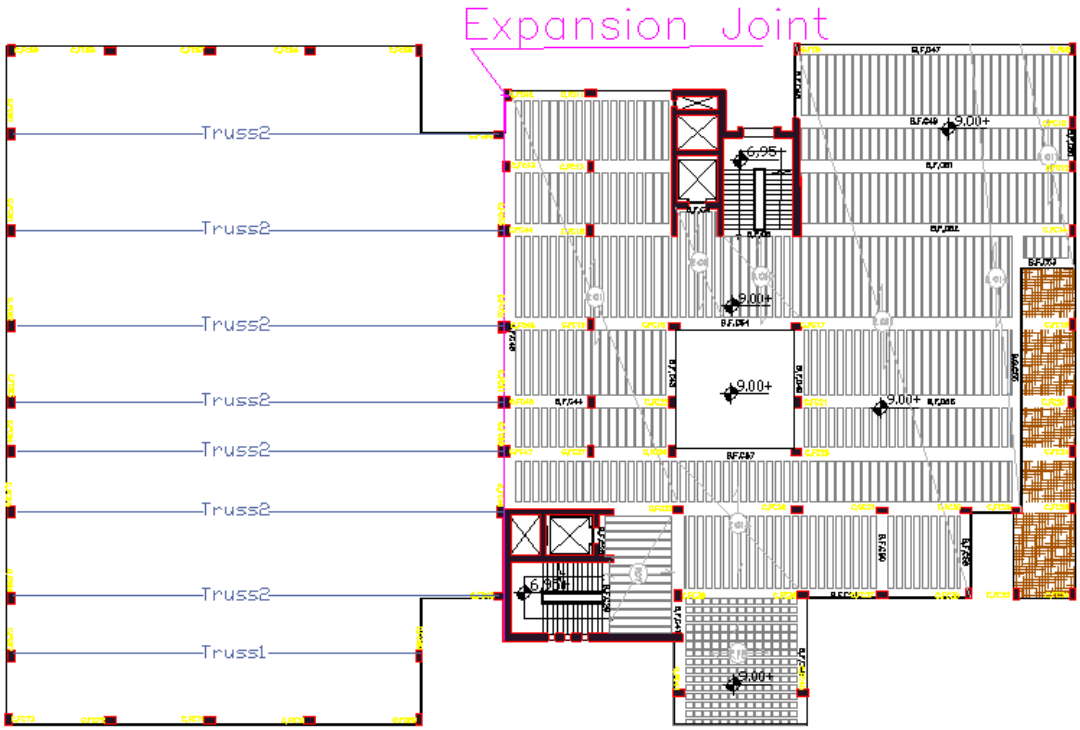
يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- من ٤٠ إل ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥ م في المناطق الحارة .

- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .



الشكل (٣ – ١١) فواصل التمدد في مبنى الأنشطة.



الشكل ٣ –١٢) فواصل التمدد في الصالة الرياضية

٣-٨ برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

١. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.
٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
٣. Atir 12`.

4

Chapter four

Structural Analysis and Design

4. 1 Introduction.

4. 2 Factored Loads.

4. 3 Design method and requirements.

4. 4 Design of Topping.

4. 5 Design of One Way-ribbed Slab in building A (R3).

4. 6 Design of Beam in building A (beam G2, A)

4.7 Design of one way solid slab in building A (S1, B)

4.8 Design of column in building C (C14)

4.9 Design of stair in building A (stair 1)

4.10 Design of basement wall in building B (BW1)

4.11 Design of shear wall in building A (SW7)

4.12 Design of isolated footing in building C (F4)

4.1 Introduction:

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

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

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

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

Structural concrete can be classified into:

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

4.2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_11)**.

✓ 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 2011
  UBC
- ✓ Material :

Concrete: B300…. (fc'= 30*0.8 = 24MPa) .

Concrete: B350…. (fc'= 35*0.8 = 28MPa)

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

✓ Factored loads:

The factored loads for members in our project are determined by:
W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L
W_u = 1.4 D_L

4.3 Check of minimum thickness of structural member:

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)

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

Table (4.1): Check of minimum thickness of structural members

For rib:

$\frac{L1}{16} = \frac{6.07}{18.5} = 0.328m$ …. for one end continuous (control)

$\frac{L1}{21} = \frac{6.28}{21} = 0.299\ m$ …. for both end continuous

select :35 cm thickness with 27 cm block and 8 toping .

For beam:

$\frac{L1}{21} = \frac{6.6}{18.5} = 0.35m$ …. for one end continuous

Beam thickness 32cm

$\frac{L1}{18.5} = \frac{7.09}{21} = 0.33m$ …. for both end continuous

Beam thickness 35cm

Select h=(27+8)=35cm for rib slab with hidden beam h=55cm.

4.4 Design of topping:

✓ Statically system for topping:

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

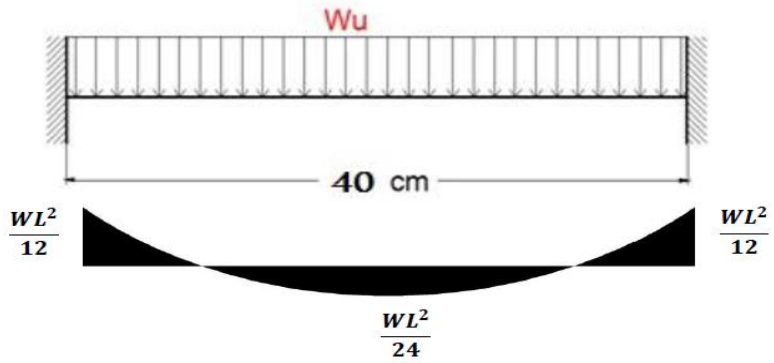


Fig (4.1): topping load and moment diagram.

For the topping, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

Table (4 – 2) Dead load calculation for topping

No.	Partsof Rib	Quality Density KN/m^3	Calculation		
1	**Reinforced Concrete Topping**	25	0.08×25×1		
2	**Sand**	17	0.07×17×1		
3	**Mortar**	22	0.03×22×1		
4	**Tile**	23	0.03×23×1		
6	**Plaster**	22	0.03×22×1		
7	**Partition**		0.75*1		
		∑ =	5.88	KN/m	

Nominal total dead load = 5.88 KN/m.
Nominal total live load = 5 KN/m.

Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section:-

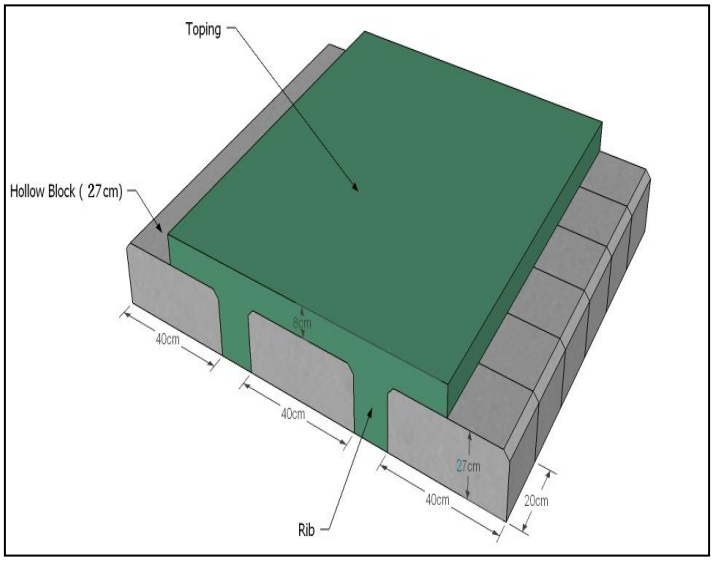


Fig. (4-2): Topping of one way rib slab

q_u= 1.2×D+1.6×L
=15.056 KN/m. (Total factored load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.2 \text{ KN.m}$$

$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.207$ KN. m
$\emptyset M_n = 1.207$ KN. m $> M_u = 0.2$ KN. m
No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.
For the shrinkage and temperature reinforcement:-
$\rho = 0.0018$
$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144$ mm^2.

∴ Use Ø8 @ 20 cm in both directions.

Check shear strength:

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 3.0112 \text{ KN}$$

$$\emptyset \times V_C = \frac{0.75}{6} \times \sqrt{24} \times 1 \times 80 = 49 \text{ KN}$$

49 KN > 3.0112 KN

∴No shear reinforcement is requirement.

4.5) Design of One Way-ribbed Slab (R3):

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

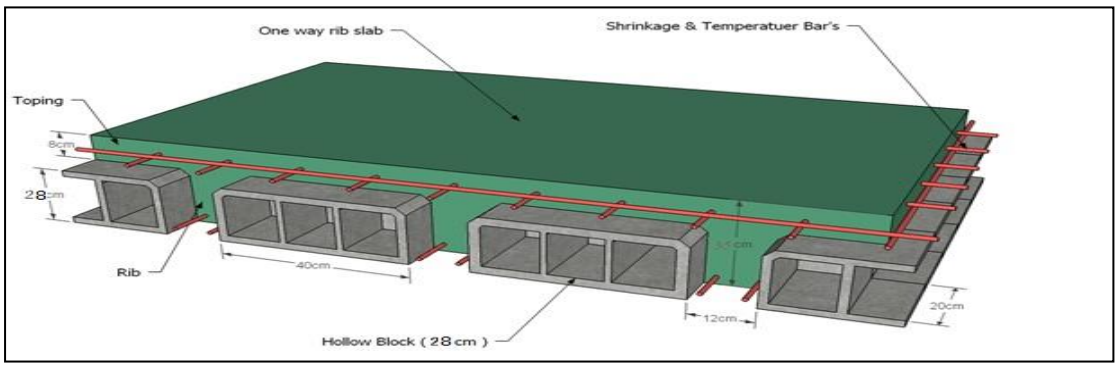


Fig. (4-3): One-Way rib slab

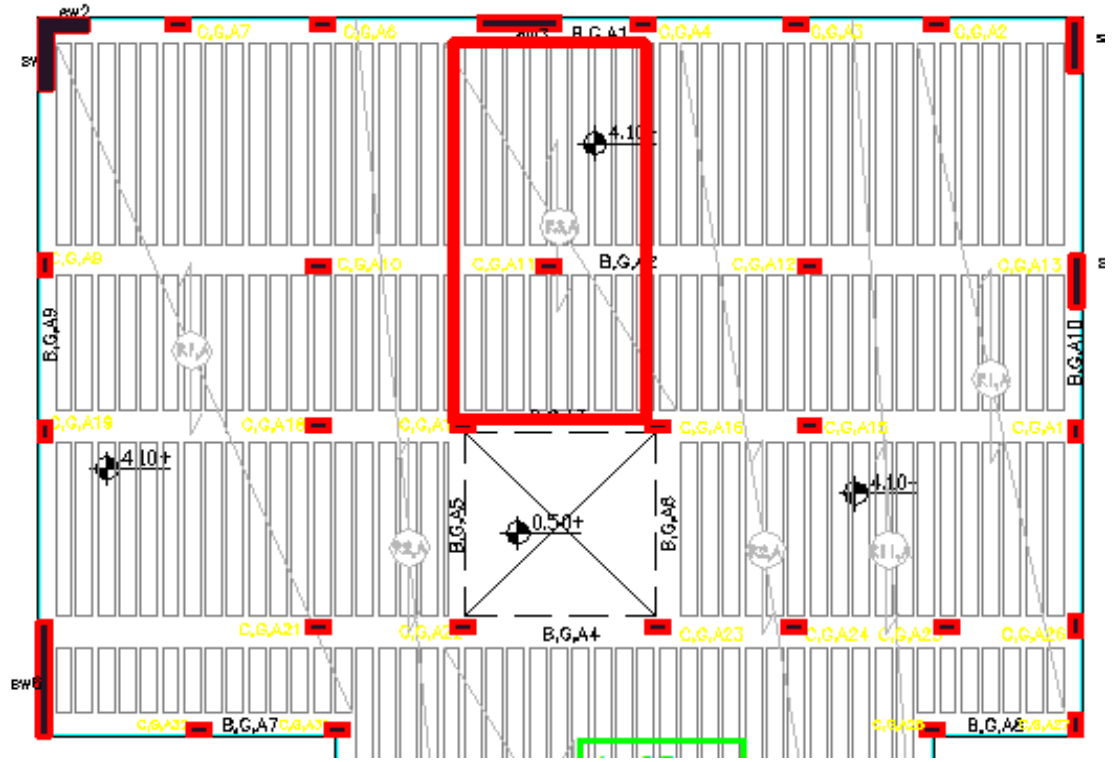


Fig (4.4): Rib 3 in Ground floor.

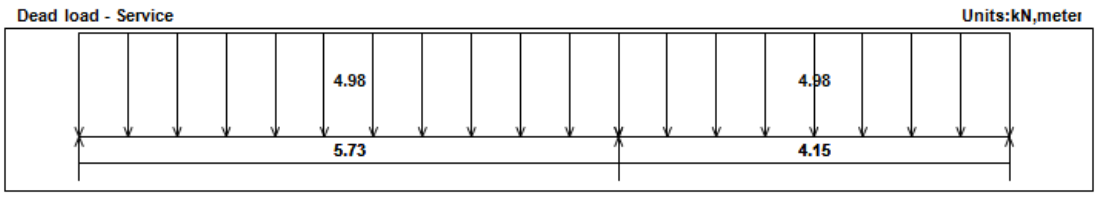


Fig (4.5): Dead load in the rib.

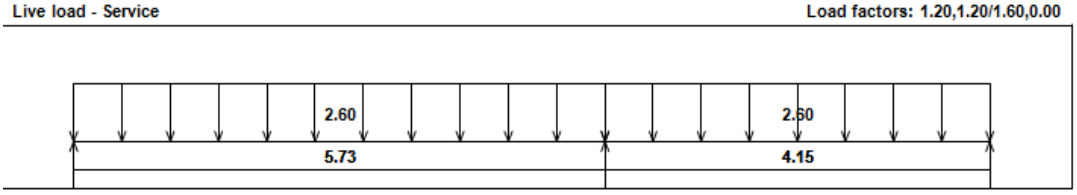


Fig (4.6): Live load in the rib.

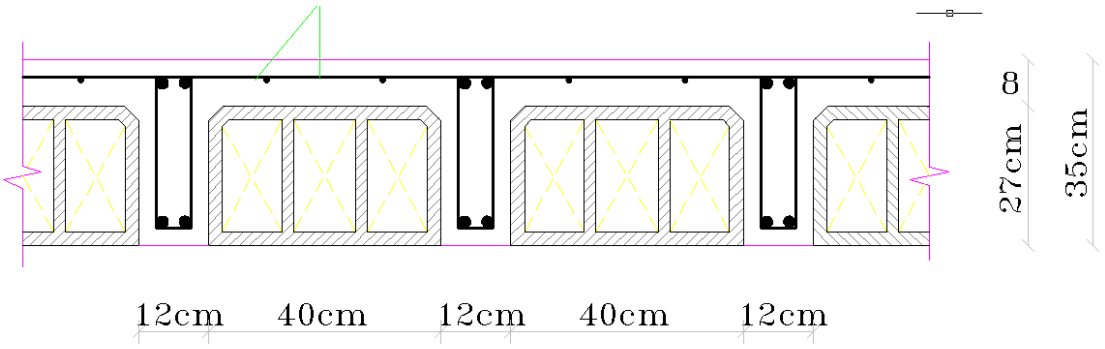


Fig (4.7): Geometry of rib and its dimension.

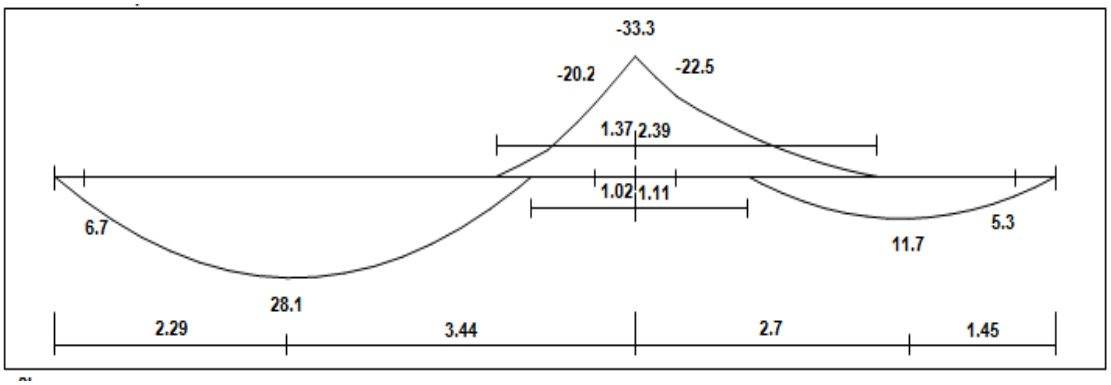


Fig (4.8): Moment diagram of Rib.

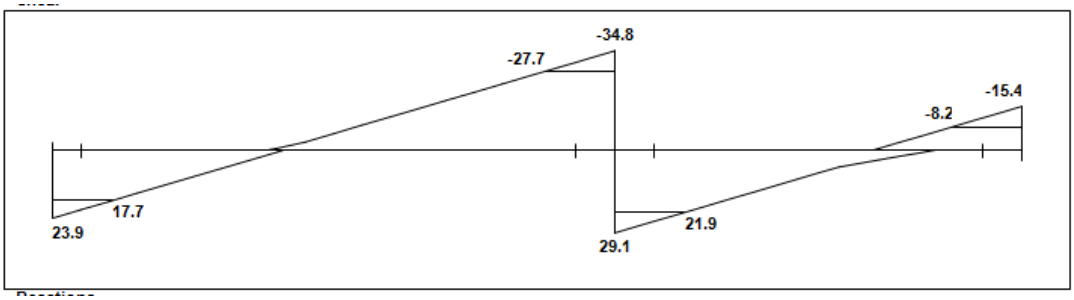


Fig (4.9): Shear diagram of Rib.

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

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one-way rib slab.

No.	Material	Quality Density KN/m^3	Calculation
1	**Topping**	25	0.52×0.08×25 = 1.04
2	**Rib**	25	0.27×0.12×25 = 0.81
3	**Sand**	17	0.52×0.07×17 = 0.6188
4	**Mortar**	22	0.52×0.03×22 =0.3432
5	**Tile**	23	0.52×0.03×23 =0.3588
6	**Plaster**	22	0.52×0.03×22 =0..3432
7	**Block**	10	0.4×0.27×10 = 1.08
8	**Partitions**	0.75	0.52×0.75 = 0.39
		∑ =	4.984 KN/m

L =5×0.52 = 2.6 KN/m

Qu = 1.2× D +1.6×L = 10.14 KN/m

Effective flange width (b_E) ACI-318-14 (6.3.2)

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

$b_E \leq \frac{1}{2} \times$ clearspan $+ b_w$= 520 mm ……Controlled.

$b_E \leq$ Span/4 = 5.73/4 = 143.25 mm.

$b_E \leq (16\times t_f) + b_w = (16\times 80) + 120 = 1400$ mm.

→b_E= 520 mm.

for main positive reinforcement Φ12 assume bar diameter

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 350 – 20– 8 –12/2= 316 mm.

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

For hf = 0.08 m

$$M_{nf} = 0.85\, f'_c * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$$

$$M_{nf} = 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.316 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 234.22 \text{ KN.m}$$

$\emptyset M_{nf}$ = 0.9 × 234.22 = 210.798 KN.m

4.5.1) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 28.1 KN.m

→ $\emptyset M_{nf}$ = 210.798 KN.m> $M_{u\,max}$ = 28.1 KN.m.

∴ Design as rectangular section.

$Mn = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{28.1}{0.9} =$ 31.22 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\,f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{31.22*10^6}{520*286^2} = 0.601$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.601*20.6}{420}}\right) = 0.00145$.

→$As_{req} = \rho \times b_E \times d = 0.00145 \times 520 \times 316 = 238.7\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ACI-318-14 (9.6.1.2)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 316 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 316$

$=110.5\ mm^2 < 126.4\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} < As_{req}$..

$2\emptyset14 = 307.8\ mm^2 > As_{req}$... OK.

∴ **Use 2 Ø14**

→ **Check for strain :-($\varepsilon_s \geq 0.005$)** ACI-318-14 (9.3.3)

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f'_c \times b \times a$

$307.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

a = 12.18 mm.

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.18}{0.85} = 14.34$ mm × Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = (\frac{d-x}{x})* 0.003$

$= (\frac{316-14.34}{14.34})* 0.003 = 0.063 > 0.005$

∴ Ø = 0.9 .... OK.

4.5.2) Positive moment $Mu^{(+)}$ =11.7 KN.m

$\emptyset M_n$ = 210.798 KN.m > $M_{u\,max}$ = 28.1 KN.m.

∴ Design as rectangular section.

Mn = Mu / ∅ = 11.7/ 0.9 = 13 KN.m.

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{13*10^6}{520*(316)^2} = 0.25$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.25*20.6}{420}}\right) = 0.00059$

$\rightarrow A_s = \rho \times b_E \times d = 0.00059 \times 520 \times 316 = 98.4\ mm^2$.

$As = 98.4\ mm^2 < As_{min} = 126.4 mm^2$

∴ 2 Ø10 with $As = 157.07 mm^2 > As = 126.4\ mm^2$

∴ **Use 2Ø10.**

→ Check for strain :-($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

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

$157.07 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 6.21$ mm.

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.21}{0.85} = 7.31$ mm × Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \left(\frac{d-x}{x}\right) * 0.003$

$= \left(\frac{316-7.31}{7.31}\right) * 0.003 = 0.126 > 0.005$

∴ ∅ = 0.9 .... OK.

Design of negative moment of the rib:-

According to ACI-318-14 (9.4.2.1) , For beams built integrally with supports, **Mu** at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

4.5.3) Negative moment $Mu^{(-)}$ =22.5 KN.m

Design as rectangular section with b = bw = 120 mm

Mn = Mu /∅ = 25 KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{25*10^6}{120*316^2} = 2.08$MPa

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*.2.08*20.6}{420}}\right) = 0.00523.$$

$\rightarrow A_s = \rho \times b_w \times d = 0.00525 \times 120 \times 316 = 198.4\ mm^2$.
$\rightarrow As = 198.4\ mm^2 > As_{min} = 126.4 mm^2$
$2\ \emptyset 12 = 226.2\ mm^2 > As_{req} = 198.4\ mm^2$ .... OK.

∴ Use 2 Ø12

→ Check for strain :-($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression
$A_s \times fy = 0.85 \times f'_c \times b \times a$
$226.2 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$
a = 38.8 mm.
$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65$ mm × Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d-c}{c}\right) * 0.003$$

$$= \left(\frac{316-45.65}{45.65}\right) * 0.003 = 0.0177 > 0.005$$

∴ Ø = 0.9 .... OK.

4.5.4) Design of shear of the rib

Vc, provided by concrete for the ribs shall be permitted to be taken as 1.1 times than that for beams . ACI-318-14 (9.8.1.5)

d = 350 - 20- 8 -(12/2) = 316 mm .
Use Φ8 with two legs

1.Region II
Vu = 27.7 KN .
$1.1 * \emptyset V_c > Vu$

$1.1 * \emptyset V_c = 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.316 = 25.5$ KN.
25.5 KN < 27.7 KN

Take region Ш:

$V_{limit} = \emptyset * Vc + \emptyset * Vs$

$$Vs_{min} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 120 * 316 = 11.61 \text{ KN}$$

or

$$Vs_{min} = \frac{1}{3} * 120 * 316 = 12.64 \text{ KN} \quad \ldots . \text{control}$$

Use Φ 8,2 leg

$$Av = 100.53 \text{ mm}^2.$$

$$1.1 * \emptyset * Vc = 25.5 < Vu = 27.7. \leq \emptyset * (Vc + Vsmin) = 36.876$$

$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{\sqrt{fc'} * bw}{16 * fy} = \frac{\sqrt{24} * 120}{16 * 420} = 0.089$$

$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{bw}{3 * fy} = \frac{120}{3 * 420} = 0.095$$

$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{100.53}{s} = 0.095$$

s = 1058.2

$$S_{req} \leq \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158 \leq 600 \text{ mm}$$

select∅8 @ 15 cm . 2 leg – stirrups

4.6 Design Beam (2) at the Ground Floor Slab:

Material:-

Concrete	B300	Fc' = 24 N/mm^2
Reinforcement Steel		fy = 420 N/mm^2

By using **ATIR**program, we get the envelope moment and shear force diagram

As the follows:-

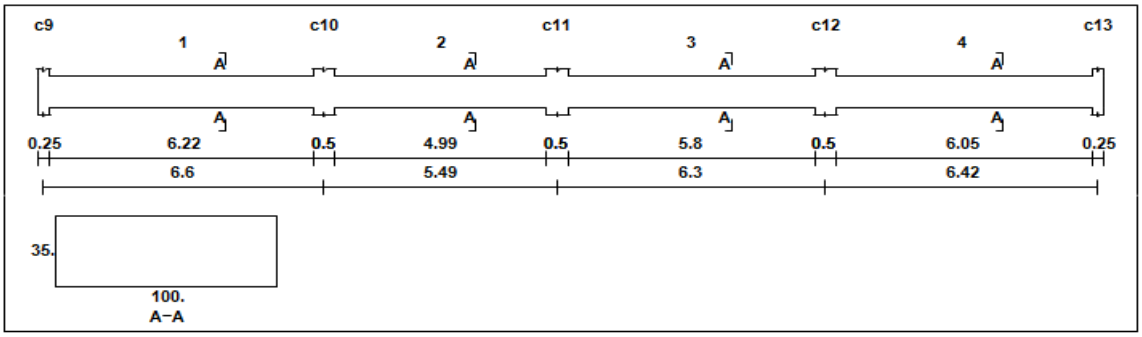


Fig. (4-10): Beam geometry.

Load of beam:-

Load of this beam come from reaction of RibA1 & RibA2 & RibA3 & RibA11 & RibA2 & RibA1 as following:

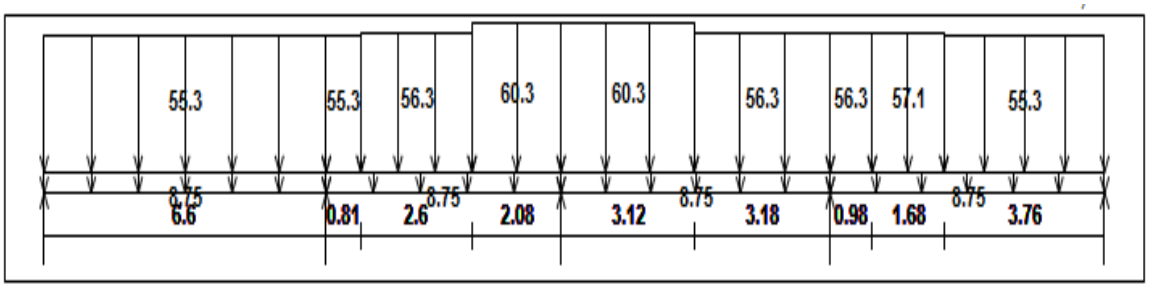


Fig. (4-11-a): dead Load.

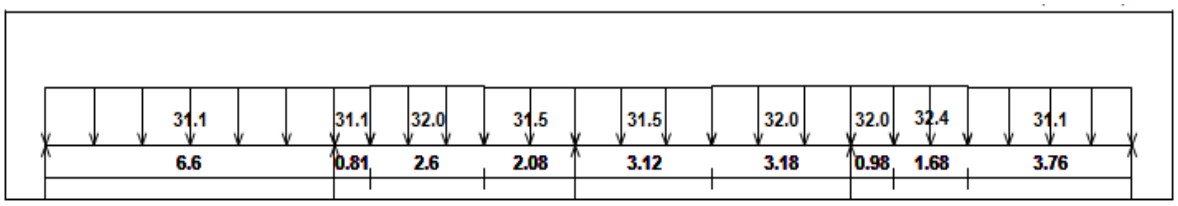


Fig. (4-11-b): live Load.

Fig. (4-11): Load of the beam.

Reaction from rib to beam :

1. **from rib 1:**

At x = 7.4m
Dead = 28.76 /.52 = 55.3 KN/m
Live = 16.22/0.52 = 31.1 KN/m

2. **from rib 2:**

At x = 2.6m
Dead = 29.3 /0.52 = 56.3 KN/m
Live = 16.65/0.52 = 32.0 KN/m

3. **from rib3:**

At x = 5.2m
Dead = 31.4/0.52 = 60.3 KN/m
Live = 16.39/0.52 = 31.5 KN/m

4. **from rib 2:**

At x = 4.16 M
Dead = 29.3 /0.52 = 56.3 KN/m
Live = 16.65/0.52 = 32.0 KN/m

5. from rib 11 :

At x = 1.68 M

Dead = 29.72 /0.52 = 57.1 KN/m

Live = 16.89/0.52 = 32.4 KN/m

6. from rib 1:

At x = 3.76 M

Dead = 28.76 /0.52 = 55.3 KN/m

Live = 16.22/0.52 = 31.1 KN/m

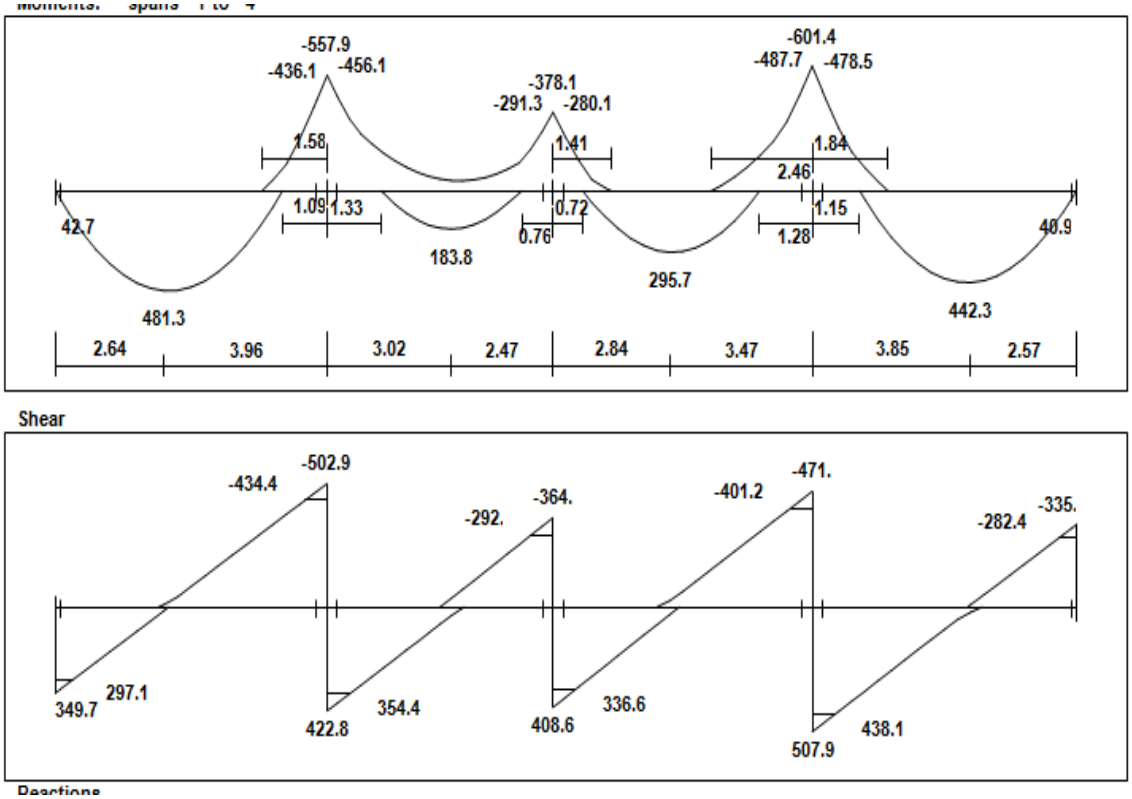


Figure (4-12): Moment and Shear Diagram in beam**.**

4.6.1) Negative moment $Mu^{(-)}$ = 487.7 KN .m

Assume bar diameter Φ20 for main positive reinforcement.

Check rectangular section:

From the geometry of rectangular Section :

b= 1000 mm h= 350

d = h – cover-$d_{stirrup}$ -$\frac{db}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 290mm$

select ε_s = 0.004

$x = \frac{3}{7}*d = \frac{3}{7}* 290 = 124.28mm$

a = x × β_1 = 124.28 * 0.85 = 105.64 × Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

Mn max = $0.85 * fc' * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right)$

Mn max $= 0.85 * 24 * 105.64 * 1000 * \left(290 - \frac{105.64}{2}\right) = 511.136 km.m$

$$\emptyset = 0.65 + \frac{250}{3}(\varepsilon s - 0.002)$$

$$\emptyset = 0.82$$

$$\emptyset \times Mn > Mu$$

$$0.82 \times 511.136 KN.m < 487.7 KN.m$$

$$419.3 KN.m < 487.7 KN.m$$

So Design the section as doubly reinforced concrete section

$$\text{Mns} = \frac{Mu}{\emptyset} - Mnc$$

$$\text{Mns} = \frac{487.7}{0.82} - 511.136$$

Mns = 83.62 KN.m

$$\text{Mns} = cs\ (d - d')$$

$$\text{Mns} = As'(fs' - 0.85 \times fc')\ (d - d')$$

d' = c+ $d_s - \frac{db}{2}$ = 40+10 $- \frac{20}{2}$

d' = 60 mm

$$\text{fs}' = 600 \times (\frac{x - d'}{x})$$

$$\text{fs}' = 600 \times \left(\frac{124.28 - 60}{124.28}\right) = 310.3$$

fs'<fy …. Not yielded

$$As' = \frac{Mns}{(fs' - 0.85 \times fc')\ (d - d')}$$

$$As' = \frac{83.62 \times 10^6}{(310.3 - 0.85 \times 24)\ (290 - 60)}$$

As'= 1254.1 mm^2

T= cc + cs

$$\text{As} \times \text{fy} = As'(fs' - 0.85 \times fc') + (0.85 \times fc' \times a \times b)$$

$$\text{As} = \frac{1254.1(310.3 - 0.85 \times 24) + (0.85 \times 24 \times 105.64 \times 1000)}{420}$$

As = 5996.71 mm^2

Take 20 Ø20 with As=6280mm^2> Asreq = 5996.71mm^2
Take 4 Ø20 with As'=1256mm^2> Asreq = 1254.1mm^2

Check spacing between bars :

$S = \frac{b-2c-2ds-ndb}{n-1}$ >2.5cm >db

$S = \frac{1000-80-20-400}{19}$ =2.6cm >2.5cm >2.0 cm ……. Ok

Check for yielded or not yielded:

$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{6280}{1000 \times 290} = 0.0216$

$\rho' = \frac{As'}{b \times d} = \frac{1256}{1000 \times 290} = 0.00433$

$\rho \text{ limited } = \left(\frac{0.85 \times fc' \times d'}{fy \times d} \times \beta \times \frac{600}{600-fy}\right) + \rho'$

$\rho \text{ limited } = \left(\frac{0.85 \times 24 \times 60}{420 \times 290} \times 0.85 \times \frac{600}{600-420}\right) + .00433$

ρ limited =0 .03271

ρ limited > ρ ….. not yielded .

Check for strain:

T= cc+cs

$As \times fy = As'(fs' - 0.85 \times fc') + (0.85 \times fc' \times a \times b)$

$a = \frac{As \times fy - As'(fs' - 0.85 \times fc')}{0.85 \times fc' \times b}$

$a = \frac{6280 \times 420 - 1256(310.3 - 0.85 \times 24)}{0.85 \times 24 \times 1000}$

a = 111.44

$x = \frac{a}{\beta}$

$x = \frac{111.44}{0.85} = 131.105$

$\varepsilon_s = \left(\frac{d-x}{x}\right) * 0.003$

$\varepsilon_s = \left(\frac{290-131.105}{131.105}\right) * 0.003 = 0.004 < 0.005$

(in transition zone between compression-controlled section and tension-controlled section)

$\emptyset = 0.65 + \frac{250}{3}(\varepsilon s - 0.002)$

$\emptyset = 0.82$

Mn = $0.85 \times fc' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + As'(fs' - 0.85 \times fc') \times (d - d')$

Mn = $0.85 \times 24 \times 111.44 \times 1000 \left(290 - \frac{111.44}{2}\right) + 1256(310.3 - 0.85 \times 24) \times (290 - 60)$

Mn = 616.26 KN.m

$\emptyset \times Mn > Mu$

$0.82 \times 616.26 \geq Mu$

505.34 KN.m > 487.7 KN.m…….. ok

4.6.2) Negative moment $Mu^{(-)}$ **=456.1 KN.m**

$\emptyset \times Mn > Mu$

$0.82 \times 511.136 < 456.1$

$419.3 < 456.1$

So Design the section as doubly reinforced concrete section

$$\text{Mns} = \frac{Mu}{\emptyset} - Mnc$$

$$\text{Mns} = \frac{456.1}{0.82} - 511.136$$

$\text{Mns} = 45.08$ Kn.m

$\text{Mns} = cs\ (d - d')$

$\text{Mns} = As'(fs' - 0.85 \times fc')\ (d - d')$

d' = c+ $d_s - \frac{db}{2}$ = 40+10 $- \frac{20}{2}$

d' = 60 mm

$$fs' = 600 \times (\frac{x - d'}{x})$$

$$fs' = 600 \times \left(\frac{124.28 - 60}{124.28}\right) = 310.3$$

fs'<fy …. Not yielded

$$As' = \frac{Mns}{(fs' - 0.85 \times fc')\ (d - d')}$$

$$As' = \frac{45.08 \times 10^6}{(310.3 - 0.85 \times 24)\ (290 - 60)}$$

As'= 676.09 mm^2

T= cc + cs

$As \times fy = As'(fs' - 0.85 \times fc') + (0.85 \times fc' \times a \times b)$

$$As = \frac{676.09(310.3 - 0.85 \times 24) + (0.85 \times 24 \times 105.64 \times 1000)}{420}$$

As = 5597.74 mm^2

Take 18 Ø20 with As=5652mm^2> Asreq = 5597.74mm^2

Take 3Ø20 with As'=942mm^2> As'req = 646.09 mm^2

Check spacing between bars :

S = $\frac{b-2c-2ds-ndb}{n-1}$ >2.5cm >db

S = $\frac{1000-80-20-360}{17}$ =3.1cm >2.5cm >2.0 cm ……. Ok

Check for yielded or not yielded:

$\rho = \frac{As}{b\times d} = \frac{5652}{1000\times 290} = 0.0194$

$\rho' = \frac{As'}{b\times d} = \frac{942}{1000\times 290} = 0.001023$

ρ limited $= (\frac{0.85\times fc'\times d'}{fy\times d} \times \beta \times \frac{600}{600-fy}) + \rho'$

ρ limited $= (\frac{0.85\times 24\times 60}{420\times 290} \times 0.85 \times \frac{600}{600-420}) + .001023$

ρ limited = 0.02949

ρ limited > ρ ….. not yielded

Check for strain:

T= cc + cs

$As \times fy = As'(fs' - 0.85 \times fc') + (0.85 \times fc' \times a \times b)$

$a = \frac{As \times fy - As'(fs' - 0.85 \times fc')}{0.85 \times fc' \times b}$

$a = \frac{5652 \times 420 - 942(310.3 - 0.85 \times 24)}{0.85 \times 24 \times 1000}$

a = 102.97

$x = \frac{a}{\beta}$

$x = \frac{102.97}{0.85} = 121.15$

$\varepsilon_s = (\frac{d-x}{x}) * 0.003$

$\varepsilon_s = (\frac{290-121.15}{121.15}) * 0.003 = 0.00418 < 0.005$

(in transition zone between compression-controlled section and tension-controlled section)

$$\emptyset = 0.65 + \frac{250}{3}(\varepsilon s - 0.002)$$

$$\emptyset = 0.83$$

$$\text{Mn} = 0.85 \times fc' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + As'(fs' - 0.85 \times fc') \times (d - d')$$

$$\text{Mn} = 0.85 \times 24 \times 102.97 \times 1000\left(290 - \frac{102.97}{2}\right) + 942(310.3 - 0.85 \times 24) \times (290 - 60)$$

Mn = 563.83 KN.m

$$\emptyset \times Mn > Mu$$

$$0.83 \times 563.83 \geq Mu$$

467.98 KN.m > 456.1 KN.m ……. ok

4.6.3) negative moment $Mu^{(-)}$ =291.3KN.m.

$$\emptyset \times Mn > Mu$$

$$0.82 \times 511.136 KN.m > 291.3\ KN.m$$

Design as single reinforced concrete

$$d = 290mm$$

$$kn = \frac{291.3*10^6}{0.9*1000*290^2} = 3.84\text{Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*3.84}{420}}\right)$$

$$\rho = 0.0102$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.0102 \times 1000 \times 290 = 2958\ mm^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(290) \geq \frac{1.4}{420}(1000)(290))$$

$As_{\min} = 845.6mm^2 < 966.6mm^2$ ……the larger is control

$2958\ mm^2 > As_{\min} = 966.6mm^2$

Use 10Φ 20 with As = 3141.5 mm² > As req

Check for strain:

Tension = compression

As× fy = 0.85 × f_c × b × a

3141.5×420 = 0.85 ×24× 1000 × a

a = 64.6 mm

x = $\frac{a}{\beta_1} = \frac{64.6}{0.85}$ = 76.09 mm × Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = (\frac{d-x}{x})$* 0.003

$= (\frac{290-76.09}{76.09})$*0.003 = 0.00843> 0.005

∴ ∅ = 0.9 .... OK.

4.6.4) Positive moment $Mu^{(+)}$ =481.3KN.m.

$\emptyset = 0.82$

$\emptyset \times Mn > Mu$

$0.82 \times 511.136KN.m < 487.7KN.m$

$419.3KN.m < 481.3KN.m$

So Design the section as doubly reinforced concrete section

$\text{Mns} = \frac{Mu}{\emptyset} - Mnc$

$\text{Mns} = \frac{481.3}{0.82} - 511.136KN.m$

Mns = 75.815 Kn.m

$\text{Mns} = cs\ (d - d')$

$\text{Mns} = As'(fs' - 0.85 \times fc')\ (d - d')$

d' = c+ $d_s - \frac{db}{2}$ = 40+10 $- \frac{20}{2}$

d' = 60 mm

$fs' = 600 \times (\frac{x - d'}{x})$

$fs' = 600 \times \left(\frac{124.28 - 60}{124.28}\right) = 310.3$

fs'<fy …. Not yielded

$As' = \frac{Mns}{(fs' - 0.85 \times fc')\ (d - d')}$

$$As' = \frac{75.815 \times 10^6}{(310.3 - 0.85 \times 24)\,(290 - 60)}$$

As'= 1137.048 mm^2

T= cc +cs

As × fy $= As'(fs' - 0.85 \times fc') + (0.85 \times fc' \times a \times b)$

$$As = \frac{1137.048(310.3 - 0.85 \times 24) + (0.85 \times 24 \times 105.64 \times 1000)}{420}$$

As = 5915.919mm^2

Take 19 Ø20 with As=5966mm^2> Asreq = 5915.919mm^2
Take 4 Ø20 with As'=1256mm^2> As'req = 1137.048mm^2

Check spacing between bars :

S = $\frac{b-2c-2ds-ndb}{n-1}$ >2.5cm >db

S = $\frac{1000-80-20-380}{18}$ =2.9 cm >2.5cm >2.0 cm ……. Ok

Check for yielded or not yielded :

$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{5966}{1000 \times 290} = 0.0205$

$\rho' = \frac{As'}{b \times d} = \frac{1256}{1000 \times 290} = 0.00432$

ρ limited $= (\frac{0.85 \times fc' \times d'}{fy \times d} \times \beta \times \frac{600}{600 - fy}) + \rho'$

ρ limited $= (\frac{0.85 \times 24 \times 60}{420 \times 290} \times 0.85 \times \frac{600}{600 - 420}) + .00432$

ρ limited = 0.0327

ρ limited > ρ ….. not yielded

Check for strain:

T= cc +cs

As × fy $= As'(fs' - 0.85 \times fc') + (0.85 \times fc' \times a \times b)$

$$a = \frac{As \times fy - As'(fs' - 0.85 \times fc')}{0.85 \times fc' \times b}$$

$$a = \frac{5966 \times 420 - 1256(310.3 - 0.85 \times 24)}{0.85 \times 24 \times 1000}$$

a = 104.98 mm

$x = \frac{a}{\beta}$ × Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$x = \frac{104.98}{0.85} = 123.5$ mm

$\varepsilon_s = (\frac{d-x}{x})* 0.003$

$\varepsilon_s = (\frac{290-123.5}{123.5})* 0.003 = 0.00404 < 0.005$

(in transition zone between compression-controlled section and tension-controlled section)

$\emptyset = 0.65 + \frac{250}{3}(\varepsilon s - 0.002)$

$\emptyset = 0.82$

$Mn = 0.85 \times fc' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + As'(fs' - 0.85 \times fc') \times (d - d')$

$Mn = 0.85 \times 24 \times 104.98 \times 1000\left(290 - \frac{104.98}{2}\right) + 1256(310.3 - 0.85 \times 24) \times (290 - 60)$

Mn = 592.39 KN.m

$\emptyset \times Mn > Mu$

$0.82 \times 592.39 \geq Mu$

485.76 KN.m > 481.3 KN.m ……. ok

4.6.5) positive moment $Mu^{(+)}$ =442.3**KN.m.**

$\emptyset = 0.82$

$\emptyset \times Mn > Mu$

$0.82 \times 511.136 < 442.3$

$419.3 < 442.3$

So Design the section as doubly reinforced concrete section

$Mns = \frac{Mu}{\emptyset} - Mnc$

$Mns = \frac{442.3}{0.82} - 511.136$

$Mns = 28.2$ Kn.m

$Mns = cs\ (d - d')$

$Mns = As'(fs' - 0.85 \times fc')\ (d - d')$

$d' = c + d_s - \frac{db}{2} = 40 + 10 - \frac{20}{2}$

d' = 60 mm

$fs' = 600 \times (\frac{x - d'}{x})$

$$fs' = 600 \times \left(\frac{124.28 - 60}{124.28}\right) = 310.3$$

fs'<fy …. Not yielded

$$As' = \frac{Mns}{(fs' - 0.85 \times fc')\ (d - d')}$$

$$As' = \frac{28.2 \times 10^6}{(310.3 - 0.85 \times 24)\ (290 - 60)}$$

As'= 422.9 mm^2

T= cc +cs

$$As \times fy = As'(fs' - 0.85 \times fc') + (0.85 \times fc' \times a \times b)$$

$$As = \frac{422.9(310.3 - 0.85 \times 24) + (0.85 \times 24 \times 105.64 \times 1000)}{420}$$

As = 5422.9mm^2

Take 18 Ø20 with As=5652mm^2> Asreq = 5422.9mm^2

Take 2 Ø20 with As'=628mm^2> As'req = 422.9mm^2

Check spacing between bars :

S = $\frac{b-2c-2ds-ndb}{n-1}$ >2.5cm >db

S = $\frac{1000-80-20-380}{17}$ =3.2 cm >2.5cm >2.0 cm ……. Ok

Check for yielded or not yielded :

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{5652}{1000 \times 290} = 0.0194$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \times d} = \frac{628}{1000 \times 290} = 0.00216$$

$$\rho \text{ limited } = \left(\frac{0.85 \times fc' \times d'}{fy \times d} \times \beta \times \frac{600}{600 - fy}\right) + \rho'$$

$$\rho \text{ limited } = \left(\frac{0.85 \times 24 \times 60}{420 \times 290} \times 0.85 \times \frac{600}{600 - 420}\right) + 0.00216$$

ρ limited = 0.0306

ρ limited > ρ ….. not yielded

Check for strain:

T= cc +cs

$$As \times fy = As'(fs' - 0.85 \times fc') + (0.85 \times fc' \times a \times b)$$

$$a = \frac{As \times fy - As'(fs' - 0.85 \times fc')}{0.85 \times fc' \times b}$$

$$a = \frac{5652 \times 420 - 628(310.3 - 0.85 \times 24)}{0.85 \times 24 \times 1000}$$

a = 107.44mm

$x = \frac{a}{\beta}$ × Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$x = \frac{107.44}{0.85} = 126.4$ mm

$\varepsilon_s = (\frac{d-x}{x})* 0.003$

$\varepsilon_s = (\frac{290-126.4}{126.4})* 0.003 = 0.004 < 0.005$

(in transition zone between compression-controlled section and tension-controlled section)

$$\emptyset = 0.65 + \frac{250}{3}(\varepsilon s - 0.002)$$

$$\emptyset = 0.82$$

$$Mn = 0.85 \times fc' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + As'(fs' - 0.85 \times fc') \times (d - d')$$

$$Mn = 0.85 \times 24 \times 107.44 \times 1000\left(290 - \frac{107.44}{2}\right) + 628(310.3 - 0.85 \times 24) \times (290 - 60)$$

Mn = 559.75 KN.m

$$\emptyset \times Mn > Mu$$

$$0.82 \times 559.75 KN.m \geq Mu$$

458.99 KN.m > 422.3 KN.m ……..ok

4.6.6) positive moment $Mu^{(+)}$ =295.7**KN.m.**

$$\emptyset \times Mn > Mu$$

$$0.82 \times 511.136 > 295.7\ KN.M$$

Design as single reinforced concrete

d = 290 mm

kn = $\frac{295.7*10^6}{0.9*1000*290^2}$ =3.9 Mpa

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6 \quad \rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.9)}{420}}\right) = 0.0104$$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.0104 \times 1000 \times 290 = 3015.91\ mm^2$

$3015.91\ mm^2 > As_{\min} = 966.6 mm^2$

Use 10Φ 20 with As = 3140mm² $> As_{req} = 3015.91\ mm^2$

Check spacing between bars :

S = $\frac{b-2c-2ds-ndb}{n-1}$ >2.5cm >db

S = $\frac{1000-80-20-200}{9}$ =7.8 cm >2.5cm >2.0 cm ……. Ok

Check strain :

$T = C$

$3140 \times 420 = 0.85 \times 24 \times a \times 1000$

$a = 64.65\ mm$

$X = \frac{64.65}{0.85} = 76.055\ mm$

$\in_s = 0.003 \times \frac{(290 - 76.055)}{76.055}$

$\in_s = 0.0084 \quad < 0.005$

∴ Ø = 0.9 .... OK.

4.6.7) positive moment $Mu^{(+)}$ =183.8**KN.m.**

$\emptyset \times Mn > Mu$

$0.82 \times 511.136 > 183.8\ KN.M$

Design as single reinforced concrete

d = 290 mm

kn = $\frac{183.8\times10^6}{0.9\times1000\times290^2}$ =2.43 Mpa

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

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(2.43)}{420}}) = 0.00617$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.00617 \times 1000 \times 290 = 1791.89$ mm²

$1791.87\,mm^2 > As_{min} = 966.6mm^2$

Use 6Φ 20 with As = 1884mm² $> As_{req} = 1791.89\,mm^2$

Check spacing between bars :

S = $\frac{b-2c-2ds-ndb}{n-1}$ >2.5cm >db

S = $\frac{1000-80-20-120}{5}$ =15.6 cm >2.5cm >2.0 cm ……. Ok

Check strain :

$T = C$

$1884 \times 420 = 0.85 \times 24 \times a \times 1000$

$a = 38.79\,mm$

$X = \frac{38.79}{0.85} = 45.633\,mm$ × Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\in_s = 0.003 \times \frac{(290 - 45.633)}{45.633}$

$\in_s = 0.016 \quad < 0.005$

∴ Ø = 0.9 .... OK.

4.6.8) Design of shear:-

4.6.8.1) » Span 1 : Vu = 434.4 KN .

ϕVc = ϕ × $\frac{\sqrt{f_c'}}{6}$ × b_w × d

= 0.75 × $\frac{\sqrt{24}}{6}$ × 1000×290 = 177.58 KN.

$Ø * Vs_{min} = \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 290 = 66.59\,KN$

5*ϕVc = 5*177.58

= 887.9KN > 434.4 KN

Region 3 :

$Øvc < Vu \leq Ø\text{Vc} + min\,ØVs$

$Vu > Ø\text{Vc} + min\,ØVs$

434.4 KN> 244.17KN

Region 4 :

$Ø(vc + \min vs) < vu \leq Ø(vc + vs')$

Where min vs < vs < vs'

Vs = $\frac{vu}{\emptyset}$ -vc

= $\frac{434.4}{0.75}$ -236.77 =342.43 KN

Vs'= $\frac{1}{3} \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

Vs'= $\frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 290$

Vs' = 473.56 KN

88.78 KN < 342.43KN< 473.56KN

$\emptyset(vc + vs') = 0.78(236.77 + 473.56) = 544.05\ KN$

434.4 KN < 544.05 KN

Select Ø10 , 4 legs

AV = 4*π*10^2/4

= 314.16 mm^2

$\frac{Av}{Sreq} = \frac{Vs}{fy*d}$

$\frac{314.16}{Sreq} = \frac{342.43}{420*290}$

Sreq = 111.74 mm

S ≤ $\frac{D}{2}$

Or s ≤ 600 mm

Sreq = 111.74 mm ≤ $\frac{290}{2}$

= 111.74 ≤ 600 mm

Select S = 12 cm

Select Ø10 , 4 legs /12

4.6.8.2) » Span 2 : Vu = 354.4 KN .

ϕVc = ϕ × $\frac{\sqrt{f_c'}}{6}$ × b_w × d

= 0.75 × $\frac{\sqrt{24}}{6}$ × 1000×290 = 177.58 KN.

$$\emptyset * Vs_{min} = \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 290 = 66.59\ KN$$

5*ϕVc = 5*177.58

= 887.9KN > 272.7

Region 3 :

Vu ≤ ØVc + min ØVs

Vu ≤ 177.58 + 66.59 = 244.17

354.4 > 244.17

Region 4 :

$$\emptyset(vc + \min vs) < vu \leq \emptyset(vc + vs')$$

Where min vs < vs < vs'

Vs = $\frac{vu}{\emptyset}$ -vc

= $\frac{354.4}{0.75}$ -236.77 =235.76 KN

Vs'= $\frac{1}{3} \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

Vs'= $\frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 290$

Vs' = 473.56 KN

88.78 KN < 235.76KN< 473.56KN

$$\emptyset(vc + vs') = 0.75(236.77 + 235.7) = 354.4\ KN$$

354.4 KN =344.4KN

Select Ø10 , 4 legs

AV = 4*π*10^2 /4

= 314.16 mm^2

$$\frac{Av}{Sreq} = \frac{Vs}{fy*d}$$

$$\frac{314.16}{Sreq} = \frac{235.76}{420*290}$$

Sreq = 162.2 mm

$S \leq \frac{D}{2}$

Or $s \leq 600\ mm$

Sreq = 111.74 mm $> \frac{290}{2}$

= 111.74 ≤ 600 mm

Select S = 12.5 cm

Select Ø10 , 4 legs /12.5

4.6.8.3) » Span 3 : Vu = 401.2 KN .

$\phi Vc = \phi \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$

$= 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 290 = 177.58$ KN.

$\emptyset * Vs_{min} = \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 290 = 66.59\ KN$

5*ϕVc = 5*177.58

= 887.9KN > 401.2

Region 3 :

Vu ≤ ØVc + min ØVs

Vu ≤ 177.58 + 66.59 = 244.17 KN

401.2 KN > 244.17 KN

Region 4 :

$\emptyset(vc + \min vs) < vu \leq \emptyset(vc + vs')$

Where min vs < vs < vs'

Vs = $\frac{vu}{\emptyset}$ -vc

= $\frac{401.2}{0.75}$ -236.77 =298.23 KN

Vs'= $\frac{1}{3} \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

Vs'= $\frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 290$

Vs' = 473.56 KN

66.59 KN < 298.23 KN< 473.56KN

$\emptyset(vc + vs') = 0.75(236.77 + 473.56) = 532.75KN$

401.2 KN < 532.75KN

Select Ø10 , 4 legs

AV = 4*π*10^2/4

= 314.16 mm^2

$\frac{Av}{Sreq} = \frac{Vs}{fy*d}$

$\frac{314.16}{Sreq} = \frac{298.23}{420*290}$

Sreq = 128.3 mm

S ≤ $\frac{D}{2}$

Or s ≤ 600 mm

Sreq = 128.3 mm $< \frac{290}{2}$

= 111.74 ≤ 600 mm

Select S = 12.5 cm

Select Ø10 , 4 legs /12.5

4.6.8.4) » Span 4 : Vu = 438.1 KN .

ϕVc = ϕ × $\frac{\sqrt{f'_c}}{6}$ × b_w × d

= 0.75 × $\frac{\sqrt{24}}{6}$ × 1000×290 = 177.58 KN.

$\emptyset * Vs_{min} = \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 290 = 66.59\ KN$

5*ϕVc = 5*177.58

= 887.9KN > 438.1

Region 3 :

Vu ≤ ØVc + min ØVs

Vu ≤ 177.58 + 66.59 = 244.17KN

438.1 KN > 244.17 KN

Region 4 :

$\emptyset(vc + \min vs) < vu \leq \emptyset(vc + vs')$

Where min vs < vs < vs'

Vs = $\frac{vu}{\emptyset}$ -vc

= $\frac{438.1}{0.75}$ -236.77 =347.36 KN

Vs'= $\frac{1}{3} \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

Vs'= $\frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 290$

Vs' = 473.56 KN

66.59 KN < 347.36 KN< 473.56KN

$\emptyset(vc + vs') = 0.75(236.77 + 473.56) = 532.75KN$

438.1 KN < 532.75KN

Select Ø10 , 4 legs

AV = 4*π*10^2 /4

= 314.16 mm^2

$\frac{Av}{Sreq} = \frac{Vs}{fy*d}$

$\frac{314.16}{Sreq} = \frac{347.36}{420*290}$

Sreq = 110.15 mm

S $\leq \frac{D}{2}$

Or s $\leq$ 600 mm

Sreq = 110.15 mm $< \frac{290}{2}$

= 110.15 $\leq$ 600 mm

Select S = 11cm

Select Ø10 , 4 legs /11

4.7) Design of one way solid slab in building B (S1,B)

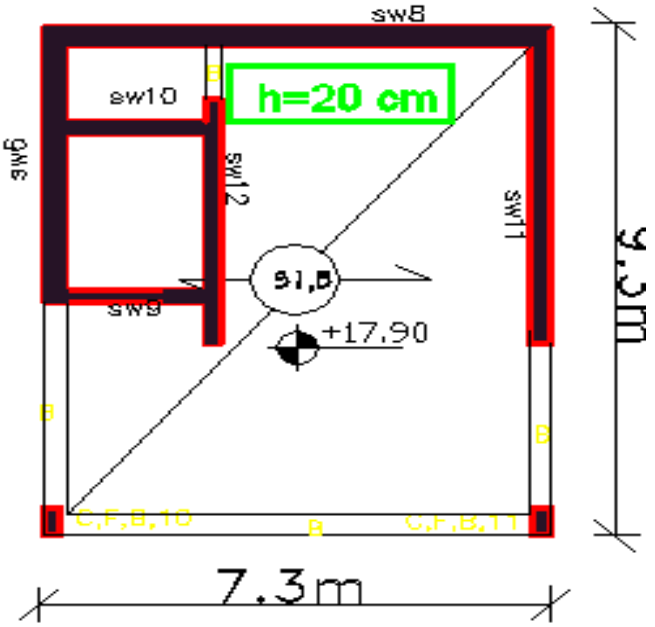


Figure (4.13) slab in building B in roof floor(S1.B)

Material:-

concrete B350 Fc' = 28 N/mm2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm2

4.7.1) Minimum thickness (deflection requirements):

For slab (one end continuous)

L=4.7m

$h_{min}=\frac{l}{24}=\frac{4..7}{24}=0.19m$

Select h=20 cm

$$d = h - \text{cover} - \frac{db}{2} = 200 - 20 - \frac{10}{2} = 175 \text{ mm}$$

4.7.2) Load calculation:

for 1m

20cm concrete = 25*0.20 *1= 5 KN/m²

2cm plaster = 22*0.02= 0.44 KN/m

D= 5.44 KN/m²

Live Load (LL) =10KN/ m ² , (tanks of water)

Factored loads:

Qu = 1.2 D+1.6l= 1.2×5.44+1.6×10= 22.528 KN/m²

4.7.3) Analysis

Now insert the load on Atir

Envelope moment/shear diagram for solid slab S1-B:

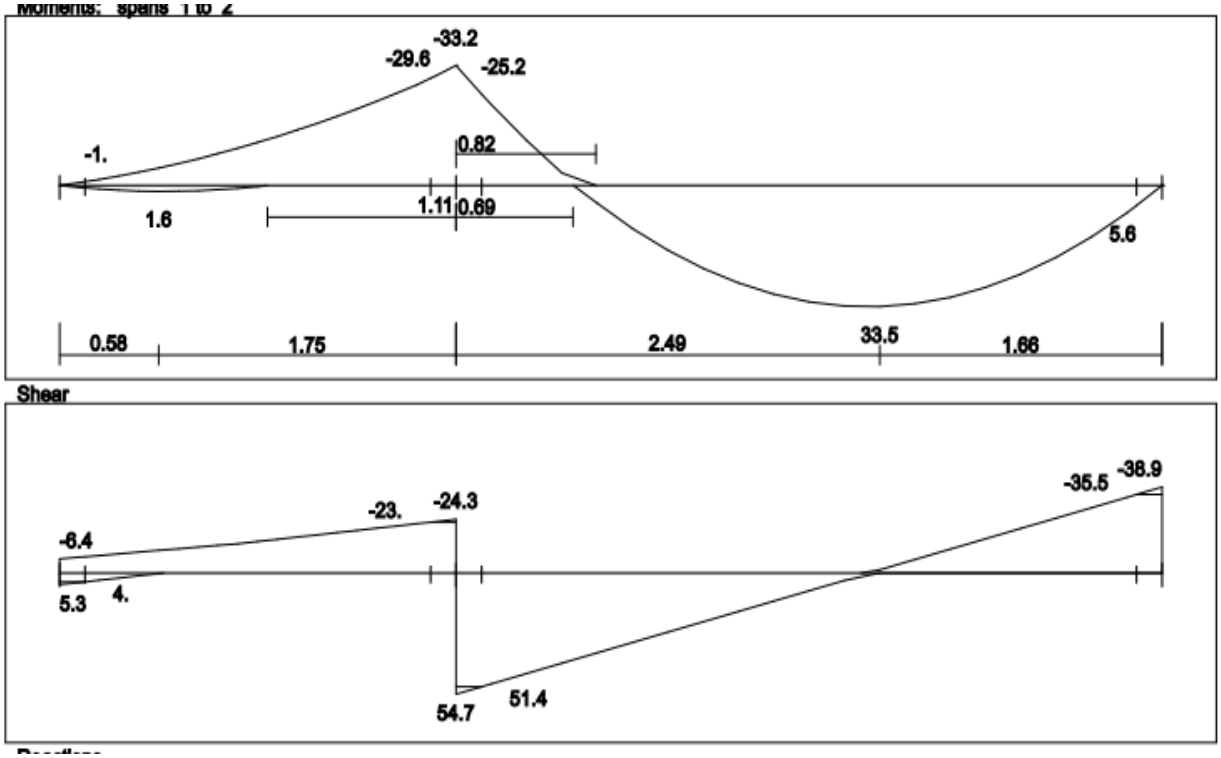


Figure (4.14) Moment/shear Envelope of one way solid slab

Critical section at distance d =175 mm from the face of support.

$V_{u,max} = 51.4\ KN$

$\phi \times V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$

$= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 175 = 115.75\text{KN}$

$\phi \times V_c = 115.75\ \text{KN} > V_{u,max} = 51.4\ KN$

The thickness of the slab is adequate enough

No shear reinforcement is required.

4.7.4) Design of max positive moment

$M_u^{+} = 33.5\ \text{KN.m}$

$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{33.5}{0.9} = 37.22\ \text{KN.m}$

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$

$kn = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{37.22*10^6}{1000*(175)^2} = 1.215MPa.$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times kn\times m}{f_y}})$

$= \frac{1}{17.64}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 1.215\times 17.64}{420}}\right) = 0.0029$

$\rightarrow As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0029\times 1000\times 175 = 520$ mm2.

$\rightarrow As_{min} = \rho \times b \times h = 0.0018\times 1000\times 200 = 360$ mm2.

$\rightarrow$ Asmin = 360mm2 < Asreq = 525mm2

$\therefore$ As = 520 mm2.

Φ10with As = 78.5 mm²

Number of $\Phi 10 = \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{520}{78.5} = 6.68 \rightarrow$ no. bars =7 bars

Take 7ϕ10 / m or ϕ10@200mm

The step (s) is the smallest of

1-S=3×h =3×200=600mm

2- S=450 mm

3- $S=380(\frac{280}{fs}) - 2.5 * Cc = 380 * \left(\frac{280}{280}\right) - 2.5 * 20 = 330$ mm

But $S \leq 300*(\frac{280}{280}) = 300 \quad -$ control

S=200<$S_{max} = 300\ mm\ ok$

4.7.5) Design of max Negative moment

$M_u^- = 33.2$ KN. m

$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{33.2}{0.9} = 36.9$ KN. m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85\times 28} = 17.64$

$kn = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{36.9\times 10^6}{1000\times (175)^2} = 1.2MPa.$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times kn\times m}{f_y}})$

$= \frac{1}{17.64}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 1.2\times 17.64}{420}}\right) = 0.0028$

$\rightarrow As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0028\times 1000\times 175 = 515.6$ mm2.

$\rightarrow As_{min} = \rho \times b \times h = 0.0018\times 1000\times 200 = 360$ mm2.

$\rightarrow$ Asmin = 360mm2 < Asreq = 515.6mm2

$\therefore$ As = 515.6 mm2.

Φ10with As = 78.5 mm²

Number of $\Phi 10 = \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{515.6}{78.5} = 6.568 \rightarrow$ no. bars = 7 bars

Take 7ϕ10 / m or ϕ10@200mm

The step (s) is the smallest of

1-S=3×h =3×200=600mm

2- S=450 mm

3- S=380$(\frac{280}{\text{fs}}) - 2.5 * \text{Cc} = 380\times\left(\frac{280}{280}\right) - 2.5 \times 20 = 330$ mm

But S≤ 300×$(\frac{280}{280}) = 300$ $-$ control

S=200<$S_{max} = 300\ mm\ ok$

Temperature and shrinkage :

$A_{s(temp)} = 0.0018 \times b \times h = 360$ mm2

Take 5ϕ10/m or ϕ10@200 mm

1-S=5*h =5*200=1000mm

2- S=450 mm -control

S= 200<$S_{max} = 450\ mm\ ok$

4.8) Design of Column in Building C (C14)

Material:-
Concrete B300 Fc' = 24 N/mm2
Reinforcement Steel fy = 420 N/mm2

DL = 2680kN
LL= 670kN
Pu = 4288Kn

4.8.1) check for slenderness

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.
K: effective length factor (K= 1 for braced frame).
R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3$ h
Lu = 4.35 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 4.35}{0.3\times 0.6} = 25.80 > 22$$

Long column in both direction's

4.8.2) Compute EI

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

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700\times\sqrt{24} = 23025Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2\times(2680)}{4288} = .75 < 1$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{600\times 600^3}{12} = 10.8*10^9\,mm^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23025\times 10.8\times 10^9}{1+.75} = 56838.8kN.m^2$$

$$PC^{-} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI\,318-05(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 56838.8}{(1.0\times 4.35)^2} = 29684.2kN.$$

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

$$Cm = 1 \quad .....According\ to\ ACI\,318-05(10.10.6.4)$$

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

$$1 < \delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{4288}{0.75\times 29684.2}} = 1.23 < 1.4$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03\times h = 15 + 0.03\times 600 = 33mm = 0.033m$$

$$e = e_{\min}\times\delta_{ns} = 33\times 1.23 = 40.6mm$$

$$\frac{e}{h} = \frac{40.6}{600} = 0.067$$

$$\gamma = \frac{600-2\times 40-2\times 10-20}{600} = 0.8$$

ØPn/Ag = (4288*103)/ (600*600)*0.145=1.72ksi

From the interaction diagram in chart ρ =0.01

Check from Bresler formula:

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_{uo}}$$

Since h=b=600mm→ Pux = Puy

$$P_{ux} = \frac{1.72\times 600\times 600}{0.145}\times 10^{-3} = 4270.3kN$$

$$P_{uo} = \phi A_g\left[0.85\times f_{c'}(1-\rho_g) + \rho_g\times f_y\right]$$

$$= 0.65\times 600\times 600\left[0.85\times 24(1-0.01) + 0.01\times 420\right]\times 10^{-3} = 5708.6kN$$

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{4270} + \frac{1}{4270} - \frac{1}{5708.6}$$

$$P_n = 5247.14kN > P_u = 4288kN \rightarrow ok$$

Select the longitudinal bars:

As =ρ ×Ag = 0.01×600 * 600=3600mm2

Use 12Ø20→As=3768mm2

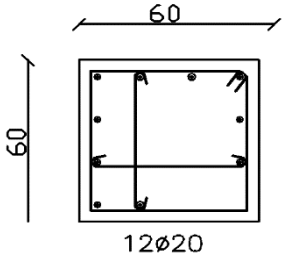
4.8.3) Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

$$spacing \leq 16\times d_b = 16\times 2 = 32\,cm$$

$$spacing \leq 48\times d_s = 48\times 1.0 = 48\,cm$$

$$spacing \leq least.\dim. = 32\,cm \rightarrow use\phi 10/20cm$$



4.9) Design of stair in building A. (S1A)

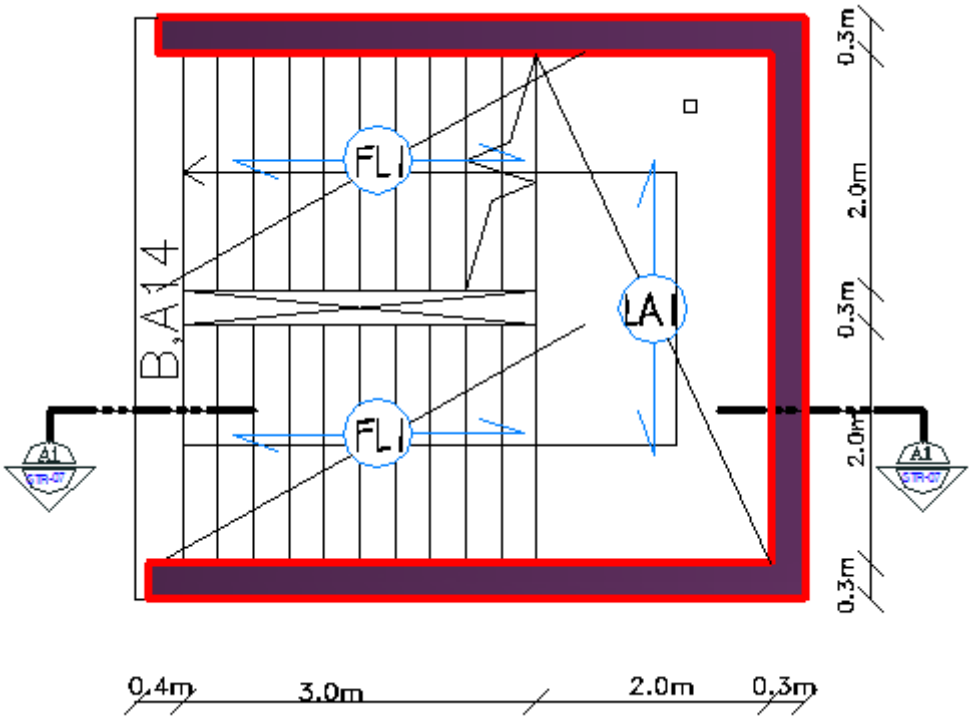


Figure (4.15): Stair plan

Material:-

Concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

4. 9.1) Determination the Thickness of Slab (flight and landing):

L = 3.8m.

h_{req} = 3.8/ 20 = 0.19

Take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20cm**.

Rise = 16cm, run = 30cm

θ = $tan^{-1}(\frac{rise}{run})$ = $tan^{-1}(\frac{16}{30})$ = 28.07

Cos θ = 0.882

4.9.2) Load Calculations at section:

Load on Flight:-

Dead Load:

For 1m strip:

Flight = (25*0.20)/(Cos28.07) = 5.67KN/m.

Horizontal Mortar = 0.03*22*1 = 0.66 KN/ m.

vertical Mortar = 0.03*22*1*(16/30) = 0.352 KN/ m.

Plaster =(0.02*22)/ (Cos 28.07) = 0.5 KN/ m.

Horizontal tiles =23*0.04*(33/30) = 1.012KN / m.

Vertical tiles =23*0.03*(16/30) =0.37 KN/m

Triangle = 25*0.16*1*0.5 = 2 KN/m

Total dead load = 10.564 KN/ m.

Live load:

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

Factor Loads:

Q_u=1.2*10.502+1.6*5 = 20.67 KN/m.

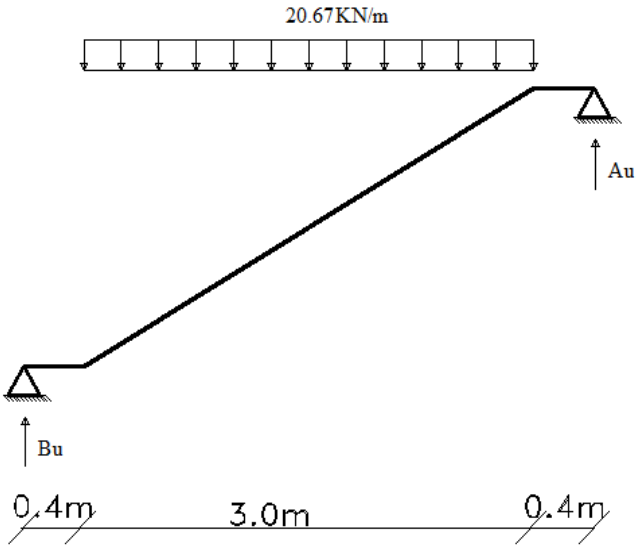


Figure (4.16): structural system of flight

Au = 20.67*3*0.5 = 31 KN

Max Vu =31

Max Mu =(31×(0.4+1.5))-(20.67×(1.52 /2))

=35.64 KN.m

4.9.3) Design of Shear:

Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -12\2 = 174 mm

Max Vu = 31 KN.

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

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*174}{6} = 106.5KN$$

Vu = 31 KN< ϕVc = 106.5 KN.

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

4.9.4) Design of Bending Moment:

Max Mu = 35.64 kN.m

$Mn = \frac{mu}{0.9} = \frac{35.64}{0.9}$ = 39.6 KN.m.

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

$$k_n = \frac{39.6\times10^6}{1000\times174^2} = 1.3MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.3}{420}}\right) = 0.0032$$

As_{req} = 0.0032*1000*174 = 560.4mm2.

$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*200 = 360mm$

$As_{\min}$ = 360mm≤ As_{req} = 560.4mm2

Use Φ 12@ 15cm

As provided =753.9 mm2>As req.

Step(s) is the smallest of :

3h = 3*200 = 600mm.

450mm

S= 380($\frac{280}{fs}$)- 2.5cc = 380($\frac{280}{280}$)- 2.5*20 = 330mm .

S= 150mm < Smax

Check Strain:

T=C

As*fy = 0.85* f_c' *b*a

420×753.9 = 0.85×24×1000×a

a=15.5 mm

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.3mm$ × Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = (\frac{d-x}{x})* 0.003$

$= (\frac{174-18.3}{18.3})\times 0.003 = 0.0255 > 0.005$

∴ Ø = 0.9 .... OK.

5 -Lateral reinforcement:

As min = 3.6 cm2

Use Φ10 @ 20 cm

As = 3.92cm2/m

4.9.5) Design of landing:

Load on landing:

Dead Load:

Slab = 0.20 *25*1 = 5.0 KN/ m.

Tiles = 0.03*23*1 = 0.69 KN/m.

Mortar = 0.02*22*1= 0.44 KN/ m.

Plaster = 0.03*22*1 = 0.66 KN/ m.

Sand = 17*0.08*1= 1.36 KN/m

Total dead load =8.15 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/ m.

Qu=1.2*8.15+1.6*5=17.78KN/m.

Au or Bu from Analysis:

Au = 31 KN

$W = \frac{AU}{B} = \frac{31}{2.15}$

W= 14.4KN/m

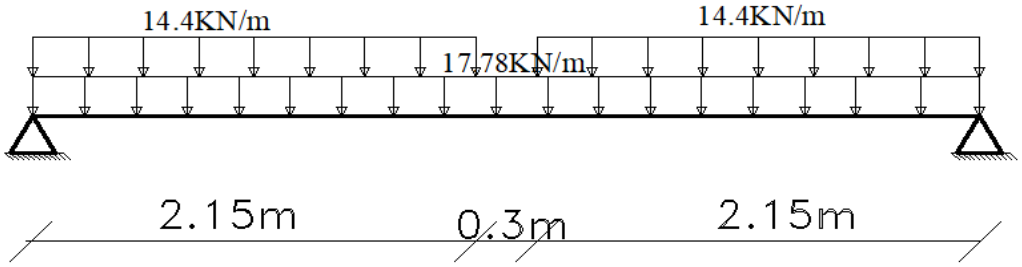


Figure (4.17): structural system of landing

Vu = (17.78×4.6/2) + (14.4×2.15)

Vu = 71.854KN.

Mu max =(71.854×2.3)-(17.78×2.32/2)-(14.4×2.15×1.225)

Mu max= 80.31 KN/m

4. 9.6) Design of Shear for landing:

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -14\2 = 173 mm

Max Vu As the support reaction = 71.854KN.

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

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*173}{6} = 105.9KN$$

Vu = 71.854 KN< ϕVc = 105.9 KN.

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

4.9.7) Design of Bending Moment for landing :

Max Mu = 80.3kN.m

$Mn = \frac{mu}{0.9} = \frac{80.3}{0.9}$ = 89.23 KN.m.

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

$$k_n = \frac{89.23*10^6}{1000*173^2} = 2.9MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 2.9}{420}}\right) = 0.0074$$

As_{req} = 0.0074*1000*173 = 1280.2mm2.

$$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*200 = 360mm$$

$As_{\min}$ = 360mm≤ As_{req} = 1280.2mm2

Use Φ 14@ 10 cm

As provided =1539.3 mm2>As req.

Step(s) is thr smallest of :

3h = 3*200 = 600mm .

450mm

S= 380($\frac{280}{fs}$)- 2.5cc = 380($\frac{280}{280}$)- 2.5*20 = 330mm .

S= 150mm < Smax

Check Strain:

T=C

As×fy = 0.85× f_c' ×b×a

420×1539.3= 0.85×24×1000×a

a=31.69 mm

x = $\frac{a}{\beta_1} = \frac{31.69}{0.85}$ = 37.28 mm × Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = (\frac{d-x}{x}) \times 0.003$

$= (\frac{173-37.28}{37.28}) \times 0.003 = 0.01 > 0.005$

∴ ∅ = 0.9.... OK.

4.9.8) Lateral reinforcement:

As min = 3.6 cm2

Use Φ10 @ 20 cm

As = 3.92cm2/m

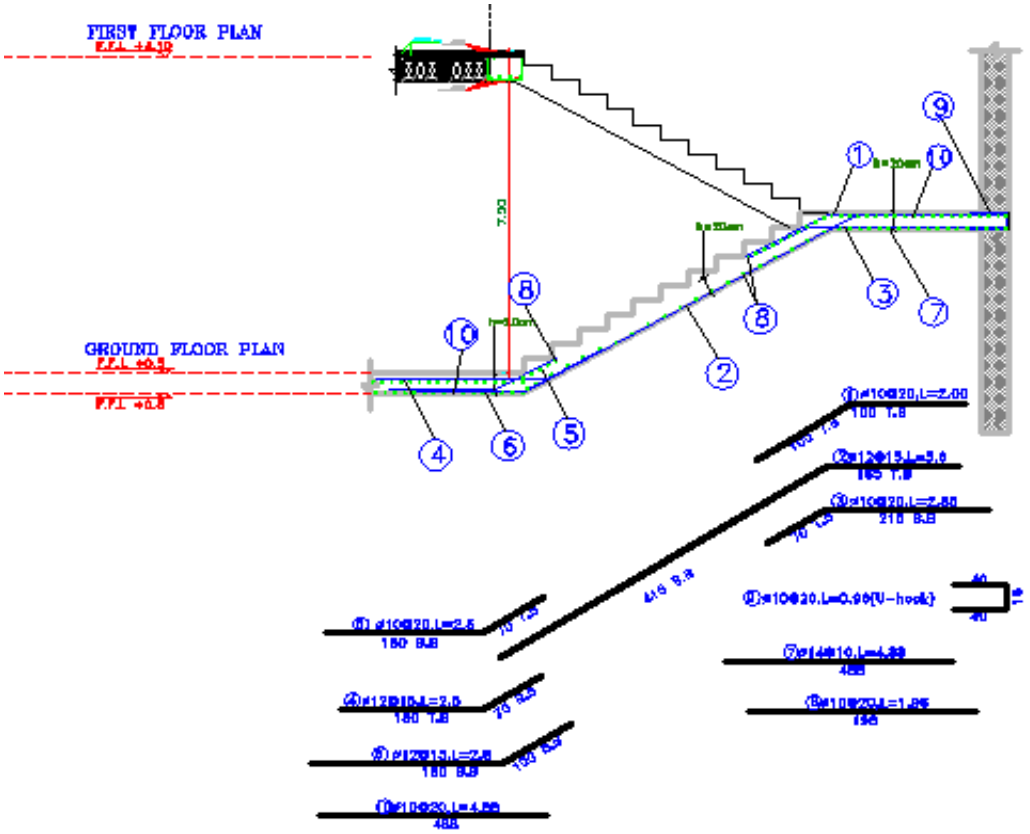


Figure (14.18): Reinforcement for stairs

4.10) Design of basement wall in building B (BW1):

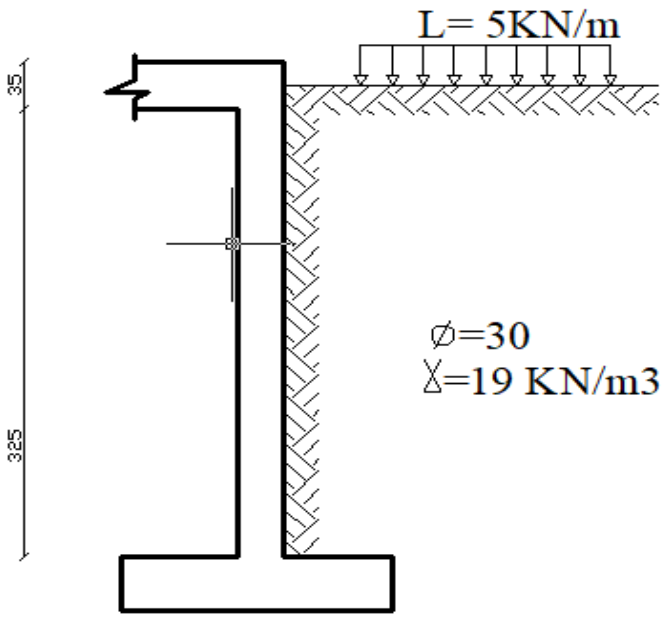


Figure (4-19): Geometry of basement**.**

Material:-

Concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2
Reinforcement Steel fy = 420 Mpa

$\emptyset = 30°$ $\gamma = 19.00\text{KN/m}^3$

- Soil at rest

$Ko = 1 - \sin\emptyset$
$= 1 - \sin 30$
$= 0.50$

4.10.1) Load on basement wall:

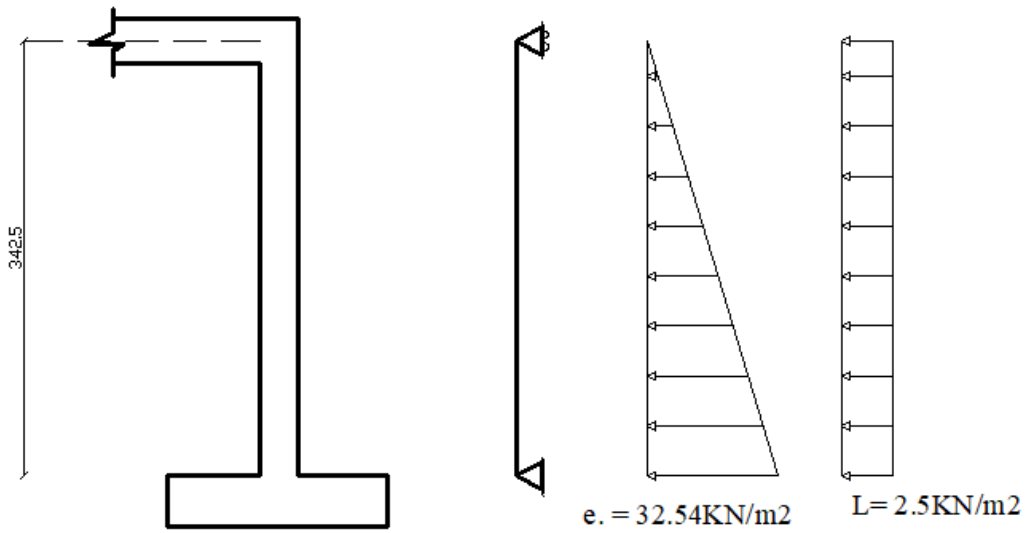


Figure (4-20): system and loads of basement**.**

For 1m length of wall:

- **Weight of backfill:**

$e = Ko * \gamma * h$

$= 0.50 \times 19.0 \times 3.425 = 32.54 KN/m$

$q_{1\,(Factored)} = 1.6 \times e$

$q_{1\,(Factored)} = 1.6 \times 32.54 = 52.06$ KN/m

- **Load from live load:**

LL=5 KN/m2

$q2 = Ko \times LL$

$= 0.50 * 5 = 2.50$ KN/m

$q_{2\,(Factored)} = 1.6 * 2.50 = 4.0$ KN/m

4.10.2) Design of the shear force:

- Assume Ø 12 for main reinforcement
- Assume h = 300 mm,

$d = 300 - 20 - 12 = 268$ mm

By using **ATIR** program, we get the envelope moment and shear force diagram

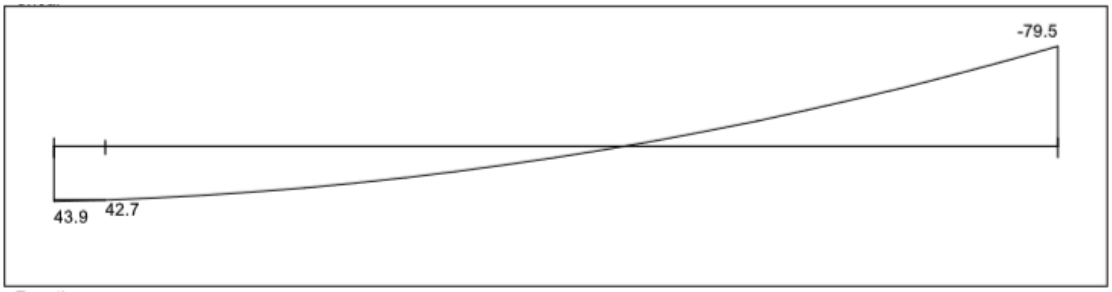


Figure (4.21) shear of basement

Max Vu = 79.5 KN.

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{28} \times 1000 \times 268}{6} = 177.27 KN$$

Vu = 79.5 KN < ϕVc = 177.27 KN.

No shear Reinforcement is required.

4.10.3) Design of bending moment:

By using **ATIR** program, we get the envelope moment and moment force diagram

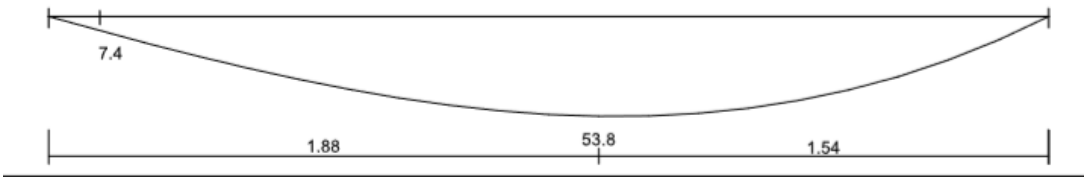


Figure (4.22) moment of basement

Mu max =53.8 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{53.8}{0.9} = 59.8 \text{ KN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} = \frac{59.8 \times 10^6}{1000 \times 268^2} = 0.832 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.60$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times kn \times m}{Fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{17.60} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.832 \times 17.6}{420}}\right)$$

$$= 2.01 \times 10^{-3}$$

$$Asreq = \rho \times b \times d = 2.01 \times 10^{-3} \times 1000 \times 268 = 5.4049 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Asmin = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 1000 \times 300 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$As_{min} = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m} \leq As_{req} = 540.49 \text{ cm}^2/\text{m}$

Use Φ 12@ 20cm

As provided =5.65 cm^2/m >As req =5.4049 cm^2/m.

Step(s) is the smallest of :

- 3h = 3*200 = 600mm .
- 450mm
- S= 380($\frac{280}{fs}$)- 2.5c_c = 380($\frac{280}{280}$)- 2.5*20 = 330mm .

S= 200mm < Smax

Select ∅12@15cm/m in one direction.
With as =5.65 cm^2/m

Select ∅10@20cm/m in the other direction.
With as =3.92 cm^2/m

4.10.4) Design of the horizontal reinforcement:

Asmin $= 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 360 cm^2/m$

Select$\emptyset$**10@20cm/m**, in two layer.

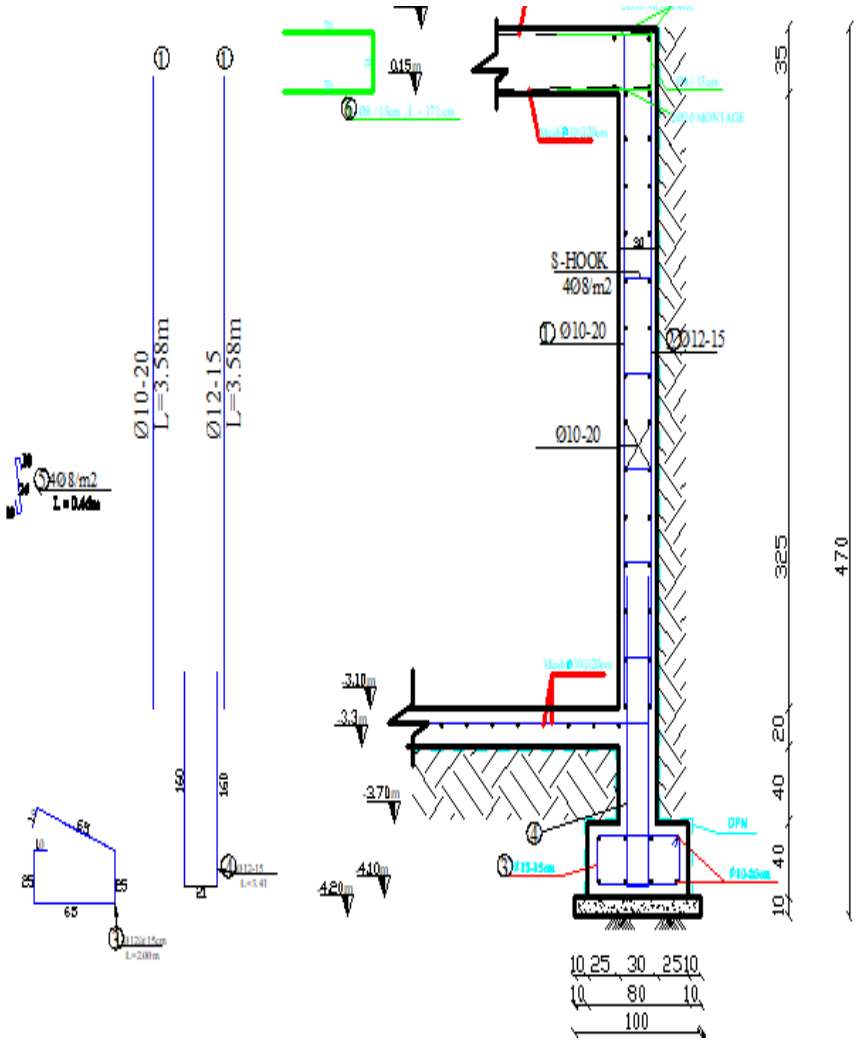


Figure (4.23): Reinforcement for basement wall**.**

4.11) Design of shear wall in building A (SW7):-

Design of shear wall 7 in building (A)

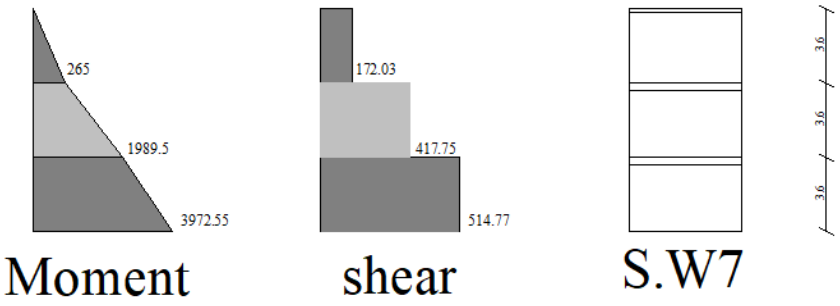


Fig. (4-24) Moment and shear diagram for shear wall

Material:-

Concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

h=30cm .shear wall thickness
Lw = 5.4 m .shear wall width
Hw for one wall = 3.6 m story height

4 .11. 1) Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 514.7KN$$

Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.48}{2} = 2.74m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{10.8}{2} = 5.4m$$

$$storyheigh(Hw) = 3.6m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.48 = 4.32m$$

Design as rectangular section:
d=4.32 m, b=h=30cm

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

$$= 0.75 \times 0.83 \times \sqrt{24} \times 300 \times 4320 \times 10^{-3} = 3952.3KN > V_u$$

V_c is the smallest of :

$$1- \ V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 300 \times 4320 \times 10^{-3} = 1058.18KN \ldots cont$$

$$2-\ V_c = 0.25\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.25\sqrt{24} \times 300 \times 4.32 \times 10^{-3} + 0 = 1587.26KN$$

$$3-\ V_c = \left[0.5\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]\frac{hd}{10}$$

$$= \left[0.5\sqrt{24} + \frac{5.48\left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{2.1}\right]300 \times \frac{4320}{10} = 483.2KN \dots\dots cont$$

$$\frac{3972.5 - 1989.5}{3.6} = \frac{M_u - 1989.5}{3.6 - 2.74} \Longrightarrow M_u = 2463.2KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2463.2}{514.7} - \frac{5.48}{2} = 2.1$$

Vu = 514.7KN>0.75*483.2 = 362.4KN **Horizontal reinforcement is required**

$$\emptyset V_c + \emptyset V_s = V_u$$

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

$$V_s = 203.06$$

$$\frac{Avh}{s} = \frac{V_s}{fy \times d}$$

$$\frac{Avh}{s} = \frac{203.06}{420 \times 4320} = 0.11$$

$$\left(\frac{Avh}{s}\right)\boldsymbol{min} = 0.0025 \times h = 0.0025 \times 300 = 0.75 \dots cont$$

- Maximum spacing is the least of:

$\frac{lw}{5} = \frac{5400}{5}$ = 1080mm

3×h = 3×300 = 900mm

450 mm ……. Control

Try ϕ10 (As = 78.5 mm2) for two layers

$$\rho = \frac{Avh}{h * S2} = \frac{2 * 78.5}{S2} = 0.75$$

S2 = 209.33 mm , ϕ10@200 mm

→useϕ10@200 mm in tow layer

4 .11.2) Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{10.8}{5.4} = 2$$

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

For this wall with $\frac{hw}{lw}$ = 2 < 2.5

$\frac{Avv}{s} = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l}\right)\left(\frac{Avh}{s \times h} - 0.0025\right) \times h$

$\frac{Avv}{s}$ = 0.76

Select Φ 10 @200mm. In two layer

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{lw}{5} = \frac{5400}{5}$ = 1080mm

3×h = 3×300 = 900mm

450 mm ……. Control

Select Φ 10 @200mm In tow layer

4 .11.3) Design of bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement) :

$A_{st} = \left(\frac{5400}{200}\right) \times 2 \times 78.5 = 4239mm^2$

$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4239}{5400 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.046$

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

$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.046 + 0}{2 \times 0.046 + 0.85 \times 0.85} = 0.056$

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

$= 0.9[0.5 \times 4239 \times 420 \times 5400(1 + 0)(1 - 0.056)] = 4084KN.m > Mu$

Select Φ 10 @200mm for vertical reinforcement.

4.12) Design of Isolated footing in building C (F4):

Material:-

Concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Load Calculation:-
From column (15): (DL &LL)

* Service dead load (DL) = 1825KN
* Service live load (LL) = 832KN
* Column dimensions =60 cm*50 cm
* Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

Calculating the weight of footing:

- Weight of footing (assume $h_{footing}$ = 65cm)

$w_{footing}$ = 0.65*25 = 16.25KN/m²

- Required sizes of footing:

A,required = $\frac{p_n}{q_{net}} = \frac{1825+832}{400-5-(0.65*25)} = 7.015m^2$

Try 2.7* 2.7Area = 7.3 m2

Depth of footing and shear design:

Pu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*1825+ 1.6*832= 3521.2 KN

$qu = \frac{3521.2}{7.3}$ = 482.35 KN/m²

4.12.1) Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Check for One Way Shear Strength

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{2.7}{2} - \frac{0.50}{2} - d\right) * 482.35 * 2.7$$

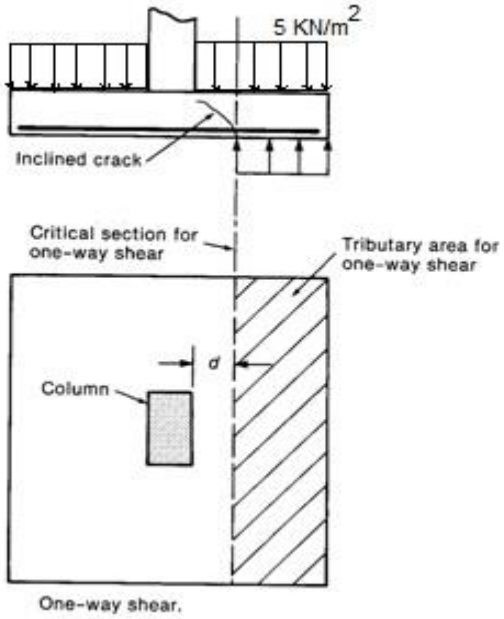
$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 2.7 * d * 10^3$$

$$Let, \phi Vc = Vu$$

$$d = 0.485m$$

$$h = 485 + 75 + 25 = 585mm$$

Try h = 650 mm ….. d =650 – 75 – 25=550 mm



4.12.2) For Two Way shear Action (Punching).

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{600}{500} = 1.2$$

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

= 2 * (0.60+0.550) +2*(0.5+0.550) =4.40m.

$$Vu = ((2.7*2.7)-((0.5+0.550)*(0.60+0.550))*482.35 = 2934kN$$

α_s = 40……. for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.2}\right)*\sqrt{24}*4.4*0.55*10^3 = 3951.8kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40}{8}+2\right)*\sqrt{24}*4.4*0.55*10^3 = 5186.7kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4.40*0.55*10^3 = 2963.8kN$$

Vu=2934KN <Φ Vc =2963.8KN…… OK

Design for Bending Moment of both direction.

d =650-75-25= 550 mm

Mux =482.35 *2.7*(1.1)2/2 = 788KN.m

Mu y =482.35 *2.7*(1.05)2/2 = 718 KN.m

In x-Direction:

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{788*10^{-3}/0.9}{2.7*(0.55)^2} = 1.07Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.07)}{420}}\right) = 0.0026$$

Asreq = 0.0026(2700) (550) = 3888.1 mm^2 >Asmin = 2673 mm^2

Asmin =0.0018*b*h == 0.0018 (2700) (550) = 2673 mm^2 … control

Take 9Φ 25, As, provided = 44.17cm² > As, required = 38.88cm²

S== 290.6 mm

Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*650 = 1950 mm

2. 450 mm - control

S = 290.6 mm < S, max = 450 mm – OK

Check strain

Tension = Compression

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

$$4417 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2700 \times a$$

$$a = 33.6mm$$

$$c = \frac{33.6}{0.85} = 39.53$$

$$\varepsilon_s = \frac{550-39.53}{39.53} \times 0.003 = 0.038 > 0.005 ...ok$$

In y-Direction:

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{718*10^{-3}/0.9}{2.7*(0.55)^2} = 0.977Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.977)}{420}}\right) = 0.00238$$

Asreq = 0.00238 (2700) (550) = 3534.3 mm^2 >Asmin = 2673 mm^2

Asmin =0.0018*b*h == 0.0018 (2700) (550) = 2673 mm^2 … control

Take 8Φ 25, As, provided = 39.3 cm² > As, required = 35.34cm²

S= $\frac{2700-75*2-8*25}{7}$ = 335.7 mm

Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*650= 1950 mm

2. 450 mm - control

S = 335.7 mm < S, max = 450 mm – OK

Check strain

Tension = Compression

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

$3930 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2700 \times a$

$a = 30mm$

$c = \frac{30}{0.85} = 35..3$

$\varepsilon_s = \frac{550-35.3}{35.3} \times 0.003 = 0.0437 > 0.005...ok$

Development length of flexural reinforcement:

Ld for Φ 25:

$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 1}{2.5} \times 25 = 771.6mm$

Available length = ((2700-500)\2) - 75=1025mm (in X-direction)

1025mm > 771.6mm ……ok

Available length = ((2700-650)\2) - 75= 950mm (in Y-direction)

950mm > 771.6mm ……ok

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

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

A1 = 0.50 * 0.65 = 0.325 m2

A2 = 2.7* 2.7= 7.29 m2

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{7.29}{0.325}} = 4.74 > 2$ …… $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4.7$

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.325 \times 2) \times 1000 = 8619KN$

$\Phi Pn = 8619 > Pu = 3521.....ok$

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 500 * 600 = 1500mm2

Use 14Φ 25, As , provided = 6860 mm² (as column 15)> As, required = 1500 mm²

٥

الـفـصـل الخامس

النتائج والتوصيات

5.1 المقدمة .

5.2 النتائج .

5.3 التوصيات .

5.4 المراجع .

5.1 المقدمة :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة .

ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

5.2 النتائج:

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. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
d) E-Tabs لتصميم وتسليح الجدران الحاملة (Shear Wall).
e) Safe لتصميم العقدات المصمتة والأعصاب والأساسات .

5. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
6. 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.

5.3 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ 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. ولابد 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.

5.4 قائمة المصادر والمراجع :-

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. ملاحظات الأستاذ المشرف.

3. ACI Committee 318 (2014),ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.