



15



SPORT E PERIFERIE

PIANO PLURIENNALE DEGLI INTERVENTI
EX ART.15 COMMA 3 DECRETO LEGGE 185/2005

COMUNE DI FANO

RIIQUALIFICAZIONE CAMPO SPORTIVO MILITARI

PROGETTO ESECUTIVO

ARCHITETTONICO

Dott. Arch. Mariangela Giommi

STRUTTURALE

Dott. Ing. Mirco Frattini

IMPIANTI

Dott. Ing. Carlo Finocchi

IMPIANTO ELETTRICO

Per. Ind. Tedizio Zacchilli

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Geom. Mario Silvestrini



TITOLO TAV.

RELAZIONE TECNICA-ILLUSTRATIVA
E DI CALCOLO STRUTTURALE

TAV

RS

La presente relazione contiene i seguenti elaborati di progetto:

1. RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

- 1.1 Premessa
- 1.2 Relazione tecnica sulle nuove opere
- 1.3 Normativa di riferimento
- 1.4 Caratteristiche dei materiali

2. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN C.A.

- 2.1 Premessa
- 2.2 Analisi dei carichi
- 2.3 Calcolo del solaio di copertura
- 2.4 Relazione di Calcolo del cornicione in c.a.
- 2.5 Verifica di regolarità
- 2.6 Azione sismica
- 2.7 Definizione delle masse
- 2.8 Definizione dei casi di analisi
- 2.9 Definizione delle combinazioni dei carichi
- 2.10 Risultati dell'analisi dinamica modale
- 2.11 Verifica allo stato limite di danno
- 2.12 Verifica allo stato limite ultimo
- 2.13 Calcolo e verifica delle opere di fondazione

3. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

- 3.1 Premessa
- 3.2 Dati di carattere generale
- 3.3 Caratteristiche dei terreni
- 3.4 Stabilità dell'area
- 3.5 Idrologia
- 3.6 Caratteristiche dell'opera in progetto
- 3.7 Materiali adottati in fondazione

ALLEGATO 1 – RELAZIONE DI OUTPUT – CALCOLO STRUTTURALE RELAZIONE DI OUTPUT – VERIFICHE STRUTTURALI

ALLEGATO 2 – PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

1. RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

1.1 PREMESSA

Il progetto in esame riguarda i lavori per la realizzazione di un nuovo edificio da adibire a spogliatoio presso il Campo da Calcio "Ex Militari" sito nel Comune di Fano in via Pisacane.

Le opere consistono nel realizzare un edificio monopiano con struttura intelaiata in c.a. a pianta rettangolare (ml. 22,00x6,45), il solaio di copertura è in latero-cemento con all'estradosso massetto delle pendenze, isolamento e impermeabilizzazione.

Il fabbricato viene realizzato a fianco di n. 3 edifici esistenti utilizzati attualmente come spogliatoi ma non ha norma per ospitare gare di campionato juniores, con il presente progetto di riqualificazione è prevista la realizzazione di un nuovo spogliatoio per due squadre e due spogliatoi per gli arbitri, in modo che la struttura possa essere adeguata per le partite ufficiali.

1.2 RELAZIONE TECNICA SULLE NUOVE OPERE

Dalla planimetria riportata nell'architettonico è visibile il contesto in cui si deve realizzare l'opera consistente in un nuovo fabbricato con struttura intelaiata in c.a. a pianta rettangolare (ml. 22,00x6,45), sull'area di proprietà della Committenza, libero su tutti i lati.

Le fondazioni sono di tipo superficiale, così come richiesto dalla Relazione Geologica del Dott. Geol. Laura Pelonghini, pertanto eseguite le opere di sbancamento si realizzano le travi di fondazioni a sezione rettangolare lungo il perimetro e all'interno del fabbricato.

Dalle fondazioni partono pilastri, le travi di copertura in c.a. che costituiscono la struttura portante dell'edificio; il solaio piano di copertura è realizzato in latero-cemento, il cornicione è la soletta in c.a. a spessore di solaio che sborda lungo tutto il perimetro.

Le murature perimetrali di chiusura saranno realizzate con blocchi in laterizio, e isolamento termico del tipo "a cappotto".

I carichi agenti, le dimensioni delle varie strutture e le sollecitazioni risultanti sono rilevabili dai calcoli di seguito riportati.

Nel dimensionamento della struttura con riferimento al D.M. 17.01.18 si sono considerati il § 2 *Sicurezza e Prestazioni Attese*, § 3 *Azioni sulle Costruzioni*, § 4.1 *Costruzioni in Calcestruzzo*, § 6.4 *Opere di Fondazione*, § 7 *Progettazione per Azione Sismiche*, per i diversi capitoli si sono analizzati i vari aspetti della struttura, andando a valutare la sicurezza del fabbricato, le sollecitazioni a cui la stessa è sottoposta, le

verifiche ai diversi stati limite, il tutto per dimensionare la struttura come riportato nei disegni allegati.

Si puntualizza ricordando che i diversi componenti strutturali dell'opera realizzata devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme. In particolare, la normativa ha stabilito nei capitoli specifici per le diverse opere, le varie tipologie strutturali e i requisiti che devono possedere; abbiamo:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Per quanto detto, per la realizzazione delle opere strutturali si utilizzeranno calcestruzzi e acciai così come riportato nel capitolo successivo § 1.4 Caratteristiche dei Materiali.

1.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".

Legge n°1086 del 05-11-1971

- "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Legge n°64 del 02-02-1974

- "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

D.M. 17-01-2018

1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel seguito si riportano le caratteristiche dei materiali da costruzione secondo quanto richiesto dalle Normativa Tecnica sulle Costruzioni, con riferimento particolare a quelli utilizzati in cantiere. Negli elaborati grafici si riporta sinteticamente quanto qui esposto in maniera più esaustiva.

1.4.1 PREMESSA SUI MATERIALI UTILIZZATI

I materiali per uso strutturale devono rispondere a quanto riportato nel §11.1 del D.M. 17-01-2018 e deve essere identificato univocamente dal Produttore, qualificato sotto la responsabilità del Produttore, accettato dal Direttore dei Lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione prima dell'impiego, o montaggio in cantiere.

Per la realizzazione delle opere in oggetto si dispone l'utilizzo dei seguenti materiali:

OPERE DI FONDAZIONE

- Conglomerato cementizio armato di **Classe C25/30** conforme alla **UNI EN206-1**;
- Conglomerato cementizio armato di **Classe C12/15** conforme alla **UNI EN206-1** per il magrone;
- Acciaio **B450C** in barre per c.a. **o marcato CE o con Attestato di Qualificazione** del Servizio Tecnico Centrale;

OPERE IN ELEVAZIONE

- Conglomerato cementizio armato di **Classe C28/35** conforme alla **UNI EN206-1**;
- Acciaio **B450C** in barre per c.a. **o marcato CE o con Attestato di Qualificazione** del Servizio Tecnico Centrale;
- Acciaio laminato tipo **S 235** avente $f_y = 2350$ kg/cm² (tensione caratteristica di snervamento) e $f_{tk} = 3600$ kg/cm² (tensione caratteristica di rottura) per tutti i profilati laminati a caldo, **con marcatura CE o con Attestato di Qualificazione** del Servizio Tecnico Centrale;

Per quanto attiene ai materiali strutturali, da utilizzarsi nel cantiere in oggetto, l'impresa edile deve rispettare la "regola dell'arte" ed in particolare osservare scrupolosamente le disposizioni di seguito riportate.

1.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER OPERE IN C.A.

Acciaio da c.a.

Le barre metalliche utilizzate nei getti non devono presentare corrosioni, ossidazioni o difetti superficiali, non devono essere ricoperte da sostanze estranee (grassi, oli, terra o fango) che ne potrebbero ridurre l'aderenza al conglomerato cementizio; le barre d'acciaio, in attesa di montaggio, devono essere adeguatamente conservate in luogo asciutto al riparo dagli agenti atmosferici.

Le lunghezze di sovrapposizione, in mancanza di specifiche indicazioni, almeno pari a 40 volte il diametro delle barre.

Le staffe metalliche devono essere piegate con un idoneo uncino di lunghezza non inferiore a 10 cm. Si devono inoltre predisporre idonei campioni da inviare ai laboratori autorizzati alle prove secondo le indicazioni della DD.LL.

Aggregati

Gli aggregati (naturali e/o di frantumazione) utilizzati nel confezionamento del cls strutturale devono essere conformi alla **UNI EN 13055-1**, costituiti da elementi resistenti al gelo e non friabili, non devono presentare alterazioni volumetriche in presenza di acqua.

Devono essere privi di sostanze organiche, limose e argillose, gessi, ecc; non devono produrre reazioni nocive a contatto con il cemento e i suoi prodotti d'idratazione. Le dimensioni degli inerti ($D_{max} = 20 \text{ mm}$) devono essere idonee e tali da commisurarsi con la geometria della carpenteria e con l'ingombro delle armature.

Acqua

L'acqua da utilizzare per gli impasti deve essere conforme alla **UNI EN 1008:2003**, presentarsi limpida, priva di sali in percentuali dannose (in particolare cloruri e solfati) e non aggressiva. Il pH dell'acqua deve essere compreso tra 5 e 7.

Il rapporto acqua/cemento deve essere contenuto nel valore massimo **A/C = 0,50/0,60** compresa l'eventuale umidità contenuta negli inerti e comunque deve garantire le caratteristiche meccaniche richieste nel progetto strutturale di cui alla presente.

Cemento

I leganti idraulici da utilizzare devono preferibilmente essere provvisti di certificato di conformità alla **UNI EN 197** e con **Contenuto min = 300 Kg**

Se lo stoccaggio avviene in sacchi questi devono essere conservati in luogo coperto, asciutto e protetto dall'umidità.

Impasti

I getti devono essere costipati adeguatamente e vibrati. La consistenza dell'impasto deve essere pari a **S5 per solai e solette di completamento, pilastri e travi, S4 per travi di fondazioni e solette a terra**. Non deve essere aggiunta acqua al di fuori dei valori richiesti al momento del confezionamento; la superficie dei getti deve essere mantenuta umida per almeno tre giorni. Non si deve porre in opera il conglomerato a temperature ambientali inferiori a $+5^{\circ}\text{C}$. Si devono inoltre predisporre idonei provini da inviare ai laboratori autorizzati alle prove secondo le indicazioni della DD.LL.

Riepilogando:

Calcestruzzo	Dmax inerti	Classe di resistenza	Classe di esposizione	Copriferro nominale	Classe di Const.	Cem.mi n	A/C max
Fondazioni	20mm	C25/30	XC2	35 mm	S4	300 Kg	0,60
Travi	20mm	C28/35	XC3	25 mm	S5	300 Kg	0,50
Solai	20mm	C28/35	XC3	25 mm	S5	300 Kg	0,50
Pilastrì	20mm	C28/35	XC3	25 mm	S5	300 Kg	0,50

Acciaio da c.a.

Le barre metalliche utilizzate nei getti non devono presentare corrosioni, ossidazioni o difetti superficiali, non devono essere ricoperte da sostanze estranee (grassi, oli, terra o fango) che ne potrebbero ridurre l'aderenza al conglomerato cementizio.

Le barre d'acciaio, in attesa di montaggio, devono essere adeguatamente conservate in luogo asciutto al riparo dagli agenti atmosferici.

Acciaio	Tipo
barre	B 450C
reti	B 450C

A fine lavori l'impresa deve consegnare alla DD.LL. le copie di tutte le bolle di consegna dei materiali strutturali utilizzati e le copie conformi, con timbro e firma della ditta venditrice in originale, dei certificati di origine degli acciai utilizzati e dei documenti di trasporto.

2. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN C.A.

2.1 PREMESSA

Di seguito viene riportata la relazione di calcolo del fabbricato, eseguita mediante l'uso di elaboratore elettronico con programma agli elementi finiti; l'azione sismica viene risolta in condizioni dinamiche lineari.

Le strutture sono state modellate mediante elementi monodimensionali tipo “beam”, ed è stata riprodotta la disposizione di carichi e masse.

In particolare nell'ALLEGATO 1 viene riportata la Relazione di Out-put del calcolo strutturale eseguito con programma NOLIN di All-In-One EWS 47 (03.04.2018) build 7089 © 1984-2018, - Licenza 6883 della Softing srl di Roma.

Di seguito nello stesso ALLEGATO 1 viene riportata la Relazione di Out-put delle verifiche strutturali della struttura in c.a. eseguite con programma EASYBEAM di All-In-One EWS 47 (03.04.2018) build 7089 © 1984-2018, - Licenza 6883 della Softing srl di Roma.

Di seguito viene mostrato il modello della struttura tratto dal programma agli elementi finiti NOLIAN.

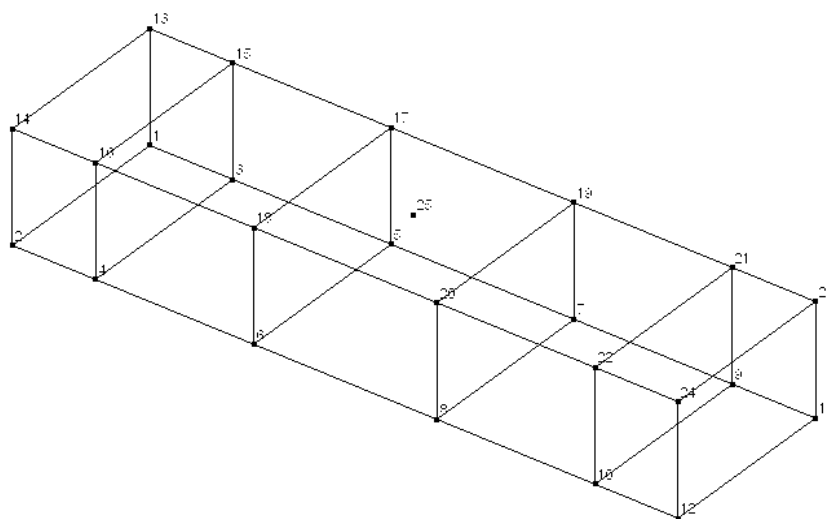


Fig.1 Modello della struttura

2.2 ANALISI DEI CARICHI

Stabilite le caratteristiche geometriche dell'opera, gli elementi strutturali e di rivestimento che la compongono, si sono determinati i carichi agenti così identificati:

CONDIZIONE	TIPO
PESI PROPRI	Permanente
PERMANENTI	Permanente
NEVE	Neve ($q < 1000$)

2.2.1 Pesì propri

I pesì propri della struttura (g_1) comprendono i pesì di tutti gli elementi strutturali che la compongono.

Si precisa che, una volta definito il peso specifico del materiale utilizzato, questi carichi vengono assunti automaticamente dal programma con coefficiente moltiplicatore pari ad 1.

2.2.2 Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali (g_2) i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione.

Essi sono stati valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesì dell'unità di volume dei materiali costituenti.

Una precisazione va fatta sul carico dovuto alla presenza di partizioni interne.

Poiché l'edificio in oggetto è adibito a civile abitazione ed i solai avranno un adeguata capacità di ripartizione trasversale, i tramezzi possono essere assunti come carichi equivalenti distribuiti.

Gli elementi divisorì sono realizzati in laterizio forato con spessore pari a 8cm e pertanto hanno $200 < G_2 \leq 300 \text{ Kg/m}$ e conseguente $g_2 = 120 \text{ Kg/m}^2$.

- SOLAI DI COPERTURA IN LATERO-CEMENTO (H=16+4cm)

Il solaio è in latero-cemento del tipo prefabbricato di spessore pari a 20cm con estradosso rinforzato da soletta collaborante di spessore 4cm. Le pignatte sono poste ad interasse di 50cm e la nervatura è costituita da singolo travetto precompresso prefabbricato armato con fili di acciaio ad alta resistenza avvolti ad elica (trefoli) con $f_{ptk_{minimo}} > 18900 \text{ kg/cm}^2$ in numero diverso a seconda del Momento Resistente dello stesso. Il travetto con base $b = 12\text{cm}$ e $h = 9\text{cm}$ è intervallato da pignatte in laterizio di larghezza pari a cm. 38.

Completano il pacchetto del solaio all'intradosso l'intonaco, all'estradosso un massetto alleggerito per le pendenze, barriera al vapore, isolamento, manto di impermeabilizzazione.

MATERIALE	g_{2k}
	Kg/m ²
Solaio rasato	160
Soletta (s=4cm.)	100
Massetto pendenze	100
Imperm.+Isolam.	50
Intonaco	20
TOTALE	430

- TAMPONATURA ESTERNA

La tamponatura esterna è costituita da intonaco esterno, blocco in laterizio da tamponamento del tipo termico dello spessore di cm. 30, sbruffatura di malta cementizia su cui applicare l'isolamento termico esterno del tipo "a cappotto" con lastre per isolamento termico EPS dello spessore di cm. 10; completano l'opera una rasatura esterna e un intonaco interno.

Si precisa che per tener conto della presenza di aperture si applica un coefficiente riduttivo del carico pari a 0,75.

MATERIALE	g_{2k}
	Kg/m ²
Rasatura esterna	15
Isolamento	5
Intonaco al grezzo (sbruffatura)	20
Parete con Blocchi Termici in laterizio	250
Intonaco interno	30
TOT = (15+5+20+250+30) x 0,75	240

2.2.3 Carichi variabili

I carichi variabili (q) comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera.

Poiché l'edificio in oggetto è adibito ad uso residenziale si considerano i seguenti carichi variabili.

CATEGORIA	AMBIENTE	q_k
		Kg/m ²
A	Residenziale	200

2.2.4 Azione della neve

Il carico provocato dalla neve sulla copertura risulta:

$$q_{sk} = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 120 \text{ Kg/m}^2$$

- Dove μ_i è il coefficiente di forma.
 Per angoli di inclinazione della falda rispetto all'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ risulta pari a 0,80 (nel caso in oggetto $\alpha \approx 0^\circ$);
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento della neve al suolo.
 L'edificio in oggetto si trova a Fano – Via Pisacane ad un'altezza sul livello del mare di circa 3,0-5,00 ml., pertanto $a_s = 5,0 \text{ ml. s.l.m.}$; quindi:
 $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ con $a_s \leq 200 \text{ m}$
 $q_{sk} = 150 \text{ Kg/m}^2$;
- C_E è il coefficiente di esposizione.
 Per una topografia normale risulta pari a 1,00;
- C_t è il coefficiente termico.
 Viene assunto pari a 1,00.

2.3 CALCOLO DEL SOLAIO DI COPERTURA

Affinché il Produttore dei manufatti prefabbricati possa fornire il solaio adeguato, una volta definiti i carichi agenti si procede al calcolo delle caratteristiche della sollecitazione.

Sarà obbligo del fornitore provvedere alla fornitura di un solaio avente caratteristiche resistenti di sollecitazione uguali o maggiori alle caratteristiche sollecitanti di progetto

2.3.1 RELAZIONE DI CALCOLO SOLAIO IN C.A.P.

Legge n°1086 del 05.11.71 - Legge sismica n° 64 del 02.02.74
D.M. 17.01.18 (Norme Tecniche per le Costruzioni)

H = 16+4 cm.

Solaio in cemento armato e blocchi di laterizio
realizzato con travetti h=9/12cm del tipo
precompresso prodotti dalla Ditta SICAP o simili
cui si dovrà allegare, a cura della D.L.,
documentazione relativa ai certificati d'origine

LIVELLO SOLAIO COPERTURA

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio G_{1k} (1,30)

Solaio rasato	160 kg/mq
soletta	100 kg/mq

Interasse = 50 cm.

Peso permanente G_{2k} (1,50)

Sottof.+Pavimento	0 kg/mq
Intonaco	20 kg/mq
Pareti Divisorie	0 kg/mq
Massetto pendenze	100
Imper. + Isolam.	50

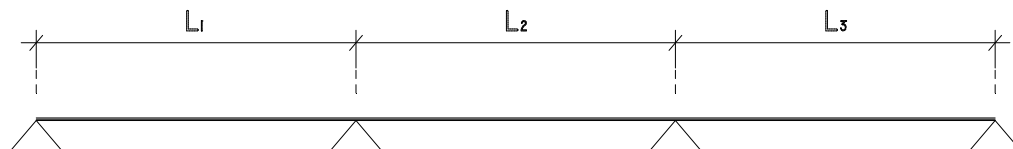
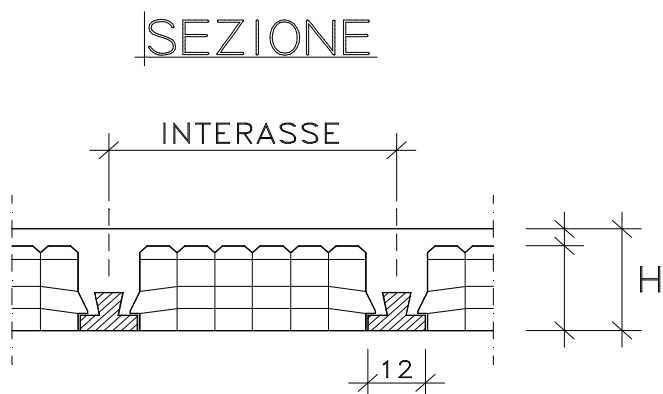
Peso accidentale Q_k (1,50)

Accidentale (Cat. A)	120 kg/mq
----------------------	-----------

=====

CARICO TOTALE 550 kg/mq

CARICO DI PROGETTO 773 kg/mq



Luci solaio L₁ = 565 cm. L₂ = 0 cm. L₃ = 0 cm.

VINCOLO	1/18	1/10	1/18	0	0	0	0
M_{sd} (Kg/m)	1511	2721	1511	-	0	0	0
Armatura	1φ 14	T5	1φ 14	-	#N/Δ	0	#N/Δ
M_{Rd} (Kg/m)	1838	-	1838	-	0	-	0

Cordolo Rompitratta per L > 450cm. 2+2φ 12 St.φ 8/25"

PRESCRIZIONI PER I MATERIALI

- Calcestruzzo soletta collaborante C25/30 (f_{cd} = 141,67 kg/cmq.)
- Barre in acciaio B450C controllato in stabilimento (f_{yd} = 3900 kg/cmq.)

N.B. Sarà obbligo del fornitore provvedere alla fornitura di un solaio avente caratteristiche resistenti di sollecitazione uguali o maggiori alle caratteristiche sollecitanti di progetto.

2.4 RELAZIONE DI CALCOLO DEL CORNICIONE

Legge n°1086 del 05.11.71 - Legge sismica n° 64 del 02.02.74

D.M. 17.01.18 (Norme Tecniche per le Costruzioni)

CORNICIONE H = 20 cm. in cemento armato realizzato con:

- Calcestruzzo classe C25/30 (f_{cd} = 141,67 kg/cmq.)
- Barre in acciaio B450C (f_{yd} = 3900 kg/cmq.)

ANALISI DEI CARICHI (per ml.)

Peso proprio G_{1k} (1,30)

Soletta 500 kg/mq

Peso permanente G_{2k} (1,50)

Massetto + Isolam. 120 kg/mq

Imperm. 20 kg/mq

Rasatura 20 kg/mq

..... 0 kg/mq

Peso accidentale Q_k (1,50)

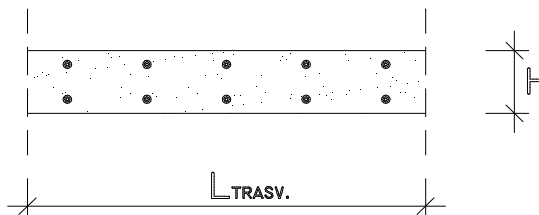
Affollamento (Cat. C2) 120 kg/mq

=====

TOTALE 780 kg/mq

CARICO DI PROGETTO 1070 kg/mq

CARAT. GEOMETRICHE



Azione Sismica (coeff. rif. alla Norm.)

a_g = 0,2 g

S = 1

q = 1,5

S_{vd} = 0,36

ψ_{2i} = 0,3

P = 150 kg/mq (Peso Bendina)

F = 200 kg/mq (Forza orizz. su parapetto)

SCHEMA DI CALCOLO

L = 60 cm.

SOLLECITAZIONI STATICHE ALLO SLU

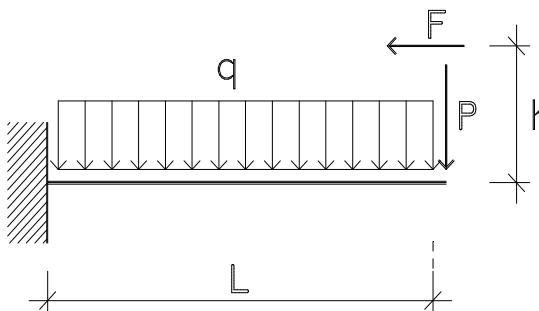
M_{Sdstat} = 557 kgm/m

V_{Sdstat} = 867 kg/m

SOLLECITAZIONI SISMICHE ALLO SLU

M_{Sdsism} = 510 kgm/m

V_{Sdsism} = 772 kg/m



CALCOLO E VERIFICA DELLE ARMATURE

ARMATURA ADOTTATA:

Forcelle = 1φ10/20

As = A's = 3,14 cmq

DA CUI ABBIAMO:

M_{Rd} = 1875 kgm/m (Momento resistente di progetto)

V_{Rd} = 7572 kg/m (Taglio resistente di progetto)

Annotazioni:

- Lunghezza forcelle pari al doppio dello sbalzo
- Predisporre inoltre una armatura di ripartizione pari a 1+1φ 8/30"

2.5 VERIFICA REGOLARITA'

2.5.1 REGOLARITA' IN PIANTA

L'edificio rispetta tutti i requisiti di regolarità in pianta esposti nelle NTC.

2.5.2 REGOLARITA' IN ALTEZZA

L'edificio monopiano rispetta tutti i requisiti di regolarità in altezza esposti nelle NTC pertanto l'edificio risulta regolare in altezza.

2.6 AZIONE SISMICA

In analogia con il programma fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, la definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in tre fasi:

- Fase 1: Individuazione della pericolosità del sito
- Fase 2: Scelta delle strategie di progettazione
- Fase 3: Determinazione dell'azione di progetto

Si ripercorrono, dunque, le tre fasi per determinare innanzi tutto i parametri spettrali a_g , F_0 e T_C^* e poi le forme spettrali per la struttura in esame.

2.6.1 FASE 1

L'opera verrà realizzata a Fano in Via Pisacane presso il Campo Sportivo "Ex Militari" che ha coordinate 13°,0379 (Longitudine) e 43°,8363 (Latitudine).

2.6.2 FASE 2

Secondo quanto definito dalle NTC l'edificio rientra in **Classe d'uso II**, ovvero ha vita nominale $V_N = 50$ anni e coefficiente d'uso $C_u = 1,00$.

Il periodo di riferimento della costruzione risulta:

$$V_R = V_N \times C_u = 50 \text{ anni}$$

Noto il periodo di riferimento V_R si determinano i periodi di ritorno T_R in base alla probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} associata ad ogni stato limite.

Stato Limite	TR	ag	F0	TC*
	anni	g	-	s
SLD	50	0,0599485	2.58144	0.278207
SLV	475	0,179946	2.46815	0.296306

2.6.3 FASE 3

Le opere si realizzano nel Comune di Fano, precisamente presso il Campo Sportivo “Ex Militari” in via Pisacane, in una zona costiera a poca distanza dal mare.

La relazione geologica e geotecnica attesta che la zona di intervento è posta in una zona pianeggiante lungo la costa ampiamente antropizzata posta a circa 3,00 mt sul livello del mare; la sostanziale uniformità litologico stratigrafica dell'area in cui la successione dei terreni in profondità è rappresentata da depositi fini limoso sabbiosi per uno spessore di circa 1,40 m seguiti da litologie alluvionali caratterizzate da ghiaia fine con abbondante matrice passante a ghiaia etero metrica.

La superficie freatica è posizionata a circa 1,80 m dal piano campagna.

L'area si trova sui terrazzi alluvionali del III e IV ordine del fiume Metauro in continuità stratigrafica con i terrazzi marini omologhi rinvenibili lungo la fascia costiera (cronologicamente riferibili al Pleistocene medio e superiore).

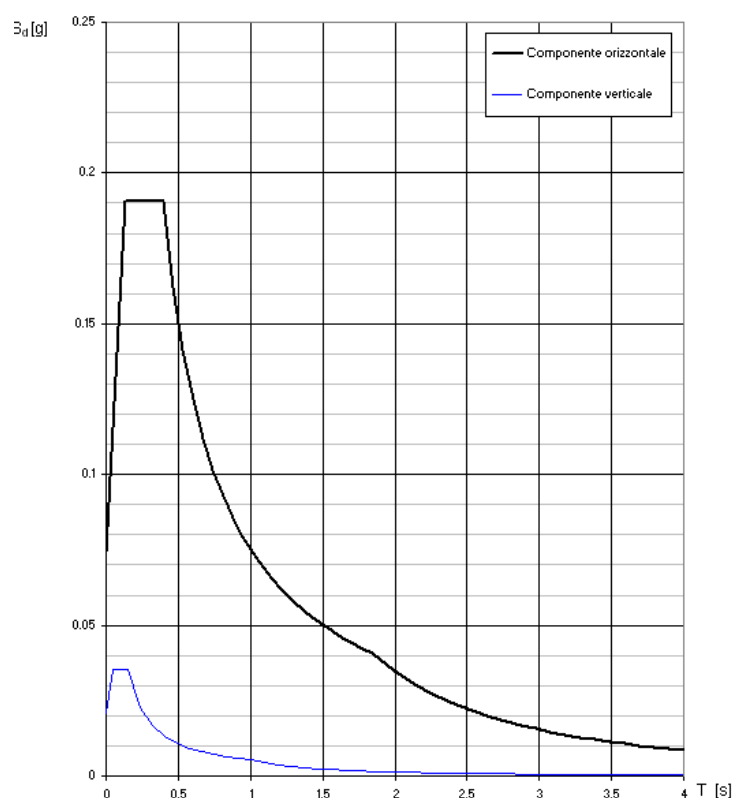
La stratigrafia è caratterizzata dalla presenza di terreni ghiaioso-sabbiosi mediamente consistenti con la presenza della falda, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, considerando le dimensioni e la percentuale della matrice ghiaiosa, lo stato di consistenza complessivo del terreno si conclude che il sottosuolo in oggetto non è suscettibile al fenomeno della Liquefazione.

Il sottosuolo come risulta dalla determinazione del V_{s30} è pari ad 320 m/s (vedi relazione geotecnica) , quindi per quanto riportato al § 3.2.2 del D.M. 17.01.2018 è di categoria C.

Per la natura pianeggiante dei terreni abbiamo in base alla Tab. 3.2.III del del D.M. 17.01.2018 la categoria topografica risulta la T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \neq 15^\circ$); nell'area inoltre in base alla Tab. 3.2.II del del D.M. 17.01.2018 il terreno su cui si edifica l'opera è ricompreso in: “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”

Concludendo abbiamo per quanto riportato al § 3.2.2 del D.M. 17.01.2018 che il sottosuolo rientra nella **categoria C**, mentre la **categoria topografica** è la **T1**.

2.6.4 SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)



2.6.5 DEFINIZIONE DELLA CLASSE DI DUTTILITA'

La struttura viene progettata in maniera tale da avere un comportamento dissipativo duttile, evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, seguendo i principi tipici della gerarchia delle resistenze. In particolare si attribuisce alla struttura una **Classe di duttilità bassa (CD" B")**.

Le parti non dissipative ed i collegamenti possiedono, quindi, una sovreresistenza valutata moltiplicando la resistenza di calcolo delle zone dissipative per il coefficiente di sovreresistenza $\gamma_{Rd} = 1,1$.

2.6.6 DEFINIZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA

Gli spettri di progetto agli stati limite ultimi si determinano a partire da quelli elastici corrispondenti, riferiti alla probabilità di superamento del periodo di riferimento considerata, con le ordinate ridotte tenendo conto del fattore di struttura q .

Per quanto riportato al § 7.3. del D.M. 17.01.2018 – “METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA” si determina il metodo di analisi – nel caso in esame “ANALISI LINEARE” gli stati limite di verifica “nel caso in esame per edificio di civile abitazione allo stato limite di salvaguardia della vita SLV e stato limite di danno SLD, infine i valori del fattore di

comportamento nelle due direzioni per una struttura dissipativa; in base alla la tipologia strutturale, alla classe di duttilità, alla regolarità dell'edificio il fattore di comportamento da utilizzare per il fabbricato in oggetto

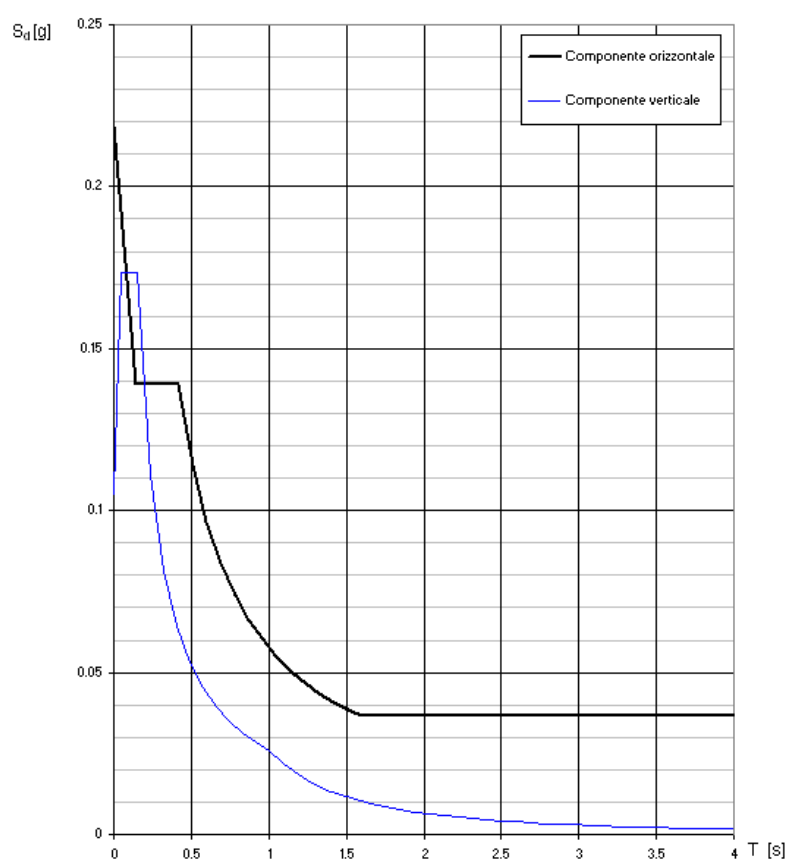
– in direzione x, come struttura a telaio con più piani e più campate;

$$q = q_0 \times k_r = 3,00 \times 1,10 \times 1,00 = 3,30 \text{ kg/m}^2$$

– in direzione y, come struttura a telaio con più piani e più campate;

$$q = q_0 \times k_r = 3,00 \times 1,10 \times 1,00 = 3,30 \text{ kg/m}^2$$

2.6.7 SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)



2.7 DEFINIZIONE DELLE MASSE

Visto il modello della struttura si è scelto di considerare le masse associate agli elementi e ai carichi e non di concentrarle nel centro di gravità di ogni piano.

Inoltre si sono considerati gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, che come afferma la

norma al capitolo 7.2.6, è pari allo 0,05 della dimensione misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Tali momenti sono stati poi applicati ai baricentri delle masse nei due piani in elevazione.

2.8 DEFINIZIONE DEI CASI DI ANALISI

Riassumendo i casi di analisi di tipo statico sono i seguenti:

CASI DI ANALISI STATICA	TIPO
PESI PROPRI	Permanente
PERMANENTI	Permanente
ACC. DI PIANO	CAT. A – Ambienti ad uso residenziale
ACC. DI COPERTURA	Azione della Neve ($a_s < 200$ m.)
TORC. SLV	Torcente SLV
TORC. SLD	Torcente SLD

I casi di tipo dinamico sono, invece, i seguenti:

CASI DI ANALISI DINAMICA	TIPO
DINAMICA SLVX	SLV
DINAMICA SLVY	SLV
DINAMICA SLDX	SLD
DINAMICA SLDY	SLD

2.9 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Per l'analisi della struttura sono state prese in considerazione sia le combinazioni di tipo statico, ovvero comprendenti i soli carichi verticali moltiplicati per gli opportuni coefficienti, sia le combinazioni di tipo dinamico, ovvero comprendenti carichi verticali e azione sismica..

Si precisa che le componenti dell'azione sismica sono considerate agenti contemporaneamente, ma, poiché non raggiungeranno mai contemporaneamente il valore massimo, per considerarne l'effetto combinato, il coefficiente per i casi di analisi di tipo dinamico si determina come suggerito dalla norma, ovvero sommando i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

A favore di sicurezza saranno considerati per intero, come agenti simultaneamente, i carichi permanenti e quelli accidentali, moltiplicandoli per i relativi coefficienti di sicurezza.

Coefficienti parziali di sicurezza

$$\gamma_{g1} = 1,3 \text{ (strutt.)}$$

$$\gamma_{g2} = 1,5 \text{ (non strutt.)}$$

$$\gamma_q = 1,5$$

Coefficienti di combinazione per neve (a quota < m.1000 slm):

$$\psi_0 = 0,50$$

$$\psi_1 = 0,20$$

$$\psi_2 = 0$$

STATO LIMITE ULTIMO: $F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot [Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_{ik}]$

S L E – combinazioni rare: $F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$

S L E – combinazioni frequenti: $F_d = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$

S L E – combinazioni quasi permanenti: $F_d = G_k + P_k + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$

2.10 RISULTATO DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

L'analisi modale è stata effettuata considerando i primi 3 modi di vibrare, numero di modi che consente di raggiungere e superare l'85% di massa partecipante.

Si riportano sotto i tre modi di vibrare più significativi con i relativi periodi: il modo 1 è quello traslazionale nella direzione X; il modo 2 è quello torsionale; il modo 3 è quello traslazionale nell'altra direzione Y.

Modo	x	y	z	s
1	1.000	0.000	0.000	0.500
2	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	1.000	0.000	0.500
	1.000	1.000	0.000	1.000

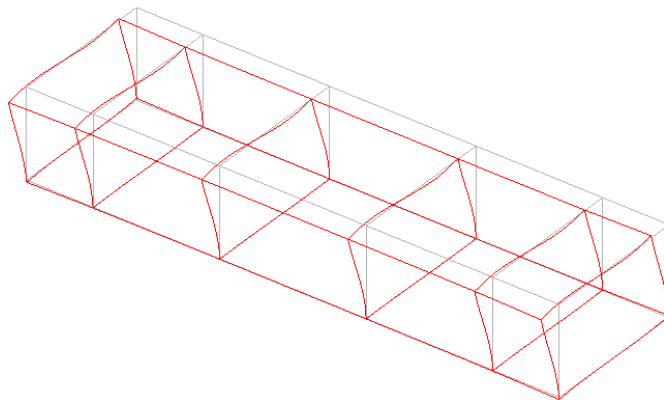


Fig.2 Modo traslazionale in X

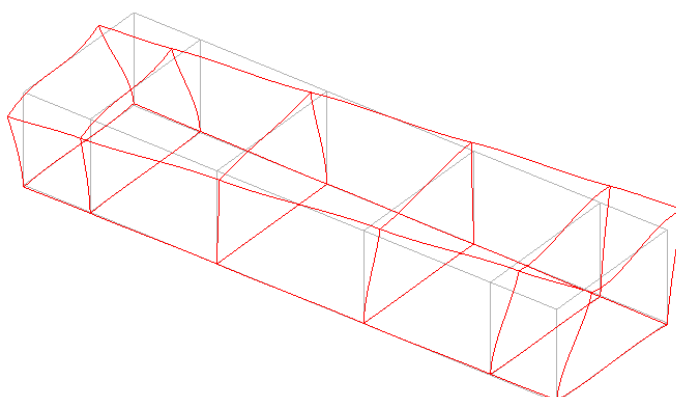


Fig.3 Modo
torsionale

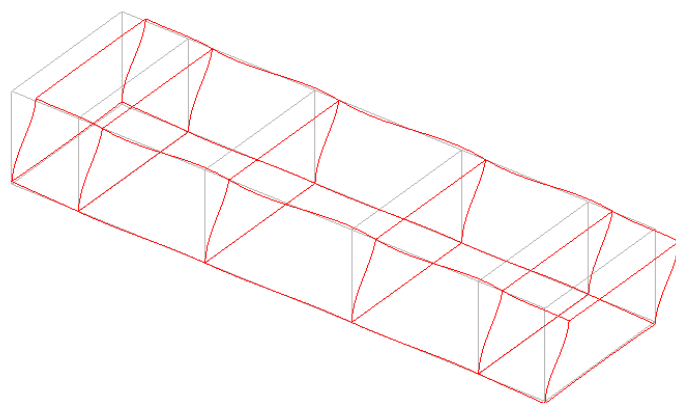


Fig.4 Modo traslazionale in Y

2.11 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Visto che la costruzione ricade in classe d'uso II allo stato limite di danno viene sottoposto a verifica in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali.

In particolare si va a verificare che lo spostamenti dell'impalcato di copertura in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a:

$$dr < 0,005h$$

in quanto si sono ipotizzati tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa.

Sono stati riportati nelle tabelle i nodi che si spostano maggiormente nelle due direzioni.

Sono stati riportati nelle tabelle i nodi che si spostano maggiormente nelle due direzioni.

Verifica allo SLD per sisma in direzione x

LIVELLO	NODO	Ux1	Uy2	$d_{max}=(U1^2+U2^2)^{1/2}$	Dr max calcolo	h	C. rif.	dlim.
n°	n°	cm	cm	cm	cm	cm		cm
1	14	0.4678	0.0000	0.4678	0.0015	310	0.005	1.55

Verifica allo SLD per sisma in direzione y

LIVELLO	NODO	Ux1	Uy2	$d_{max}=(U1^2+U2^2)^{1/2}$	Dr max calcolo	h	C. rif.	dlim.
n°	n°	cm	cm	cm	cm	cm		cm
1	14	0.0000	0.2122	0.2122	0.0007	310	0.005	1.55

La verifica, come mostrano le due tabelle, risultano ampiamente soddisfatte, così come riportato nella rappresentazione grafica del calcolo allegato

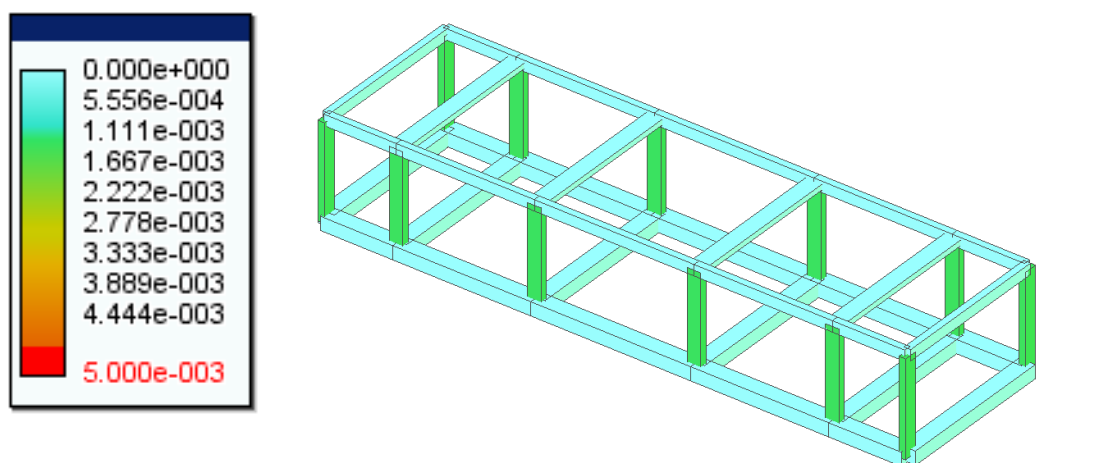


Fig.5 Verifica della struttura allo SLD

2.12 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La verifica dello stato limite ultimo viene condotta in base alle sollecitazioni calcolate mediante analisi dinamica modale associata agli spettri di progetto per lo stato limite ultimo combinate con le sollecitazioni ottenute per effetto dei carichi verticali.

Nel seguito si specificano le verifiche eseguite nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali secondo quanto definito dalle NTC.

Verifiche in termini di resistenza

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

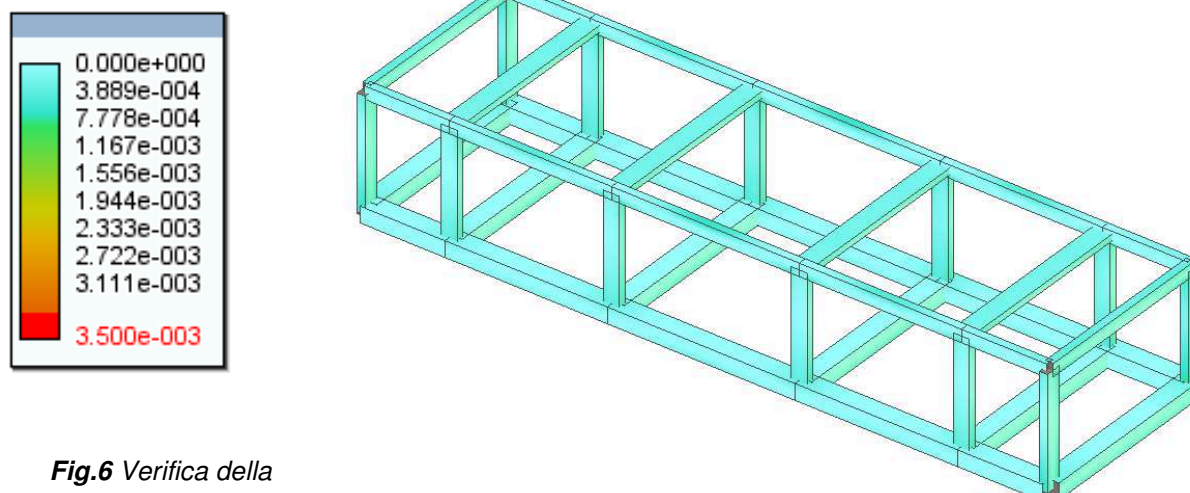


Fig.6 Verifica della
struttura in c.a.

Verifiche in termini di duttilità e capacità di deformazione

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Per la distinta delle armature longitudinali e di quelle trasversali si rimanda agli elaborati grafici, per i calcoli all'allegata relazione di calcolo di seguito si riportano alcune figure illustrative di verifica di quanto dettagliatamente riportato nella relazione di calcolo.

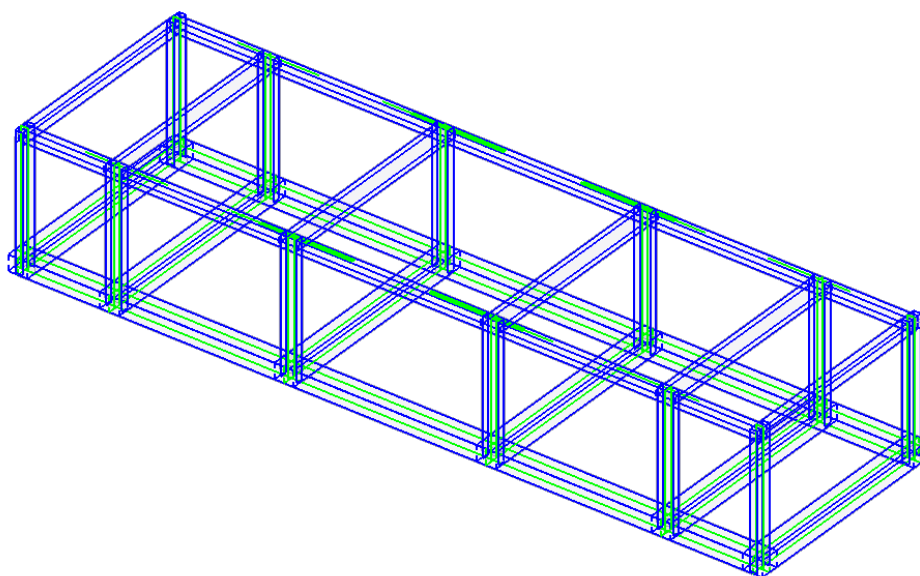


Fig.7 Disposizione delle armature sulla strutturai

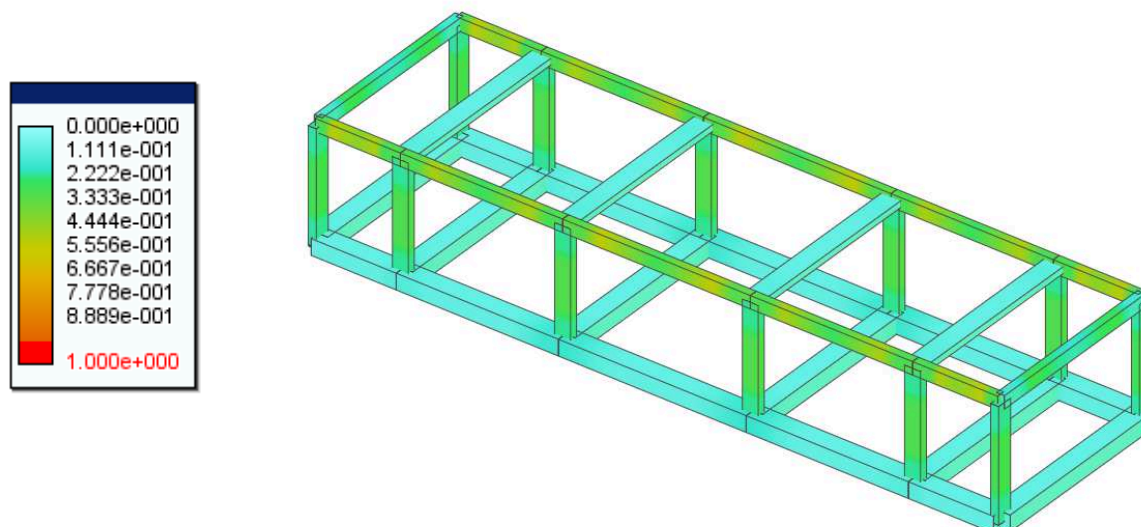


Fig.8 Verifica a Tagli delle sezioni

2.13 CALCOLO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni sono del tipo continuo su trave rovescia con base di appoggio sul suolo di larghezza pari a cm. cm. 60, ammorsate ad una profondità di circa ml. 1,20-1,40 dal piano campagna. Le sollecitazioni trasmesse dalla struttura sulle stesse risultano assai modeste, le fondazioni e il terreno come già verificato dal calcolo allegato risultano ampiamente soddisfatte. Nel seguito si procede ad una ulteriore verifica della fondazione allo SLU secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) in cui calcola l'azione sollecitante:

$$E_d = 1,30 \times (G_1 + G_2 + G_3) + 1,50 \times (Q_{K1})$$

la capacità portante del terreno come segue

$$R_d = R(\phi'_k/1,00 \quad c'_k/1,00)/2,30$$

Deve risultare

$$R_d \geq E_d$$

Calcolo dell'azione Sollecitante

Su un tratto lineare di fondazione maggiormente sollecitato (tratto di ml. 1,00) abbiamo considerato un carico a vantaggio di sicurezza:

Permanenti:

Peso proprio fondazione

$$[(0,60 \times 1,40) \times 2500] = 2.100 \text{ kg}$$

Tamponature esterne

$$[3,00 \times 0,40 \times 1000] = 1.200 \text{ kg}$$

Carico Trasmesso da Pilastro

$$[12698/5,00] = 2.540 \text{ kg}$$

Accidentale:

Carico Trasmesso da Pilastro

$$[2390/5,00] = 478 \text{ kg}$$

$$E_d = 1,30 \times (G_1 + G_2 + G_3) + 1,50 \times (Q_{K1}) = 8310 \text{ kg/ml}$$

Capacità portante del terreno

Si valuta la capacità portante del terreno con la formula di Terzaghi, per un fondazione continua abbiamo:

$$Q_{\text{limite}} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

In base ai dati della relazione geologica e geotecnica abbiamo:

$$c = 0,00$$

$$q = \gamma \cdot D = 2160$$

$$\gamma = 1800 \text{ kg/mc}$$

$$\phi = 32^\circ$$

$$N_q = 29$$

$$N_\gamma = 31$$

Coesione

Sovraccarico laterale del terreno

Peso specifico del terreno;

Angolo attrito del terreno;

Pertanto per la fondazione in oggetto calcolata alla profondità di -1,20 ml. dal p.c. (calcolo a vantaggio di sicurezza) abbiamo:

$$Q_{\text{limite}} = 7,938 \text{ kg/cm}^2$$

La capacità portante del terreno diviene pertanto:

$$R_d = [7,938 \times 60 \times 100] / 2,30 = 20708 \text{ kg/ml}$$

Risulta ampiamente verificato $R_d \geq E_d$. Il cordolo di fondazione verrà realizzato a trave rovescia a sezione rettangolare delle dim. di cm. 60x50(h) come riportato nei disegni esecutivi. La rigidezza dello stesso, con le armature riportate 4 ϕ 16 correnti superiori e 4 ϕ 16 correnti inferiori - St. ϕ 8/25".

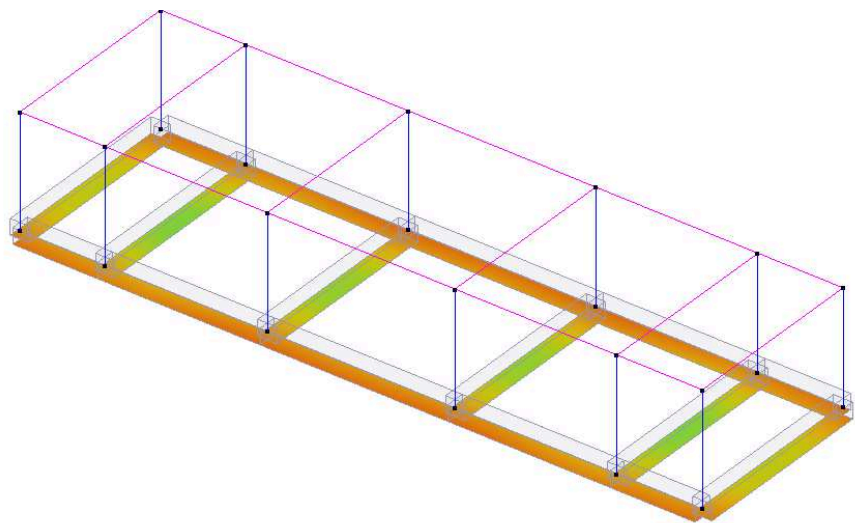
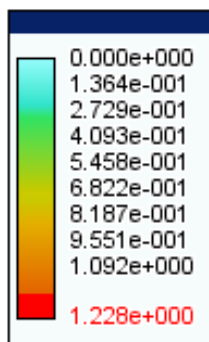


Fig.9 Verifica geotecnica delle fondazioni

3. RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

3.1 PREMESSA

Le opere consistono nell'edificazione di un nuovo spogliatoio per due squadre e due spogliatoi per gli arbitri, in modo che la struttura possa essere adeguata per le partite ufficiali. L'ingombro del locale spogliatoio a pianta rettangolare, sarà di 22,00 m x 6,45 m, per un totale di circa 142 mq.

E' prevista una struttura in cemento armato, monopiano con copertura piana, su fondazione continua, pilastri, trave di copertura perimetrale, solaio in latero-cemento, tamponamenti in mattoni di argilla espansa.

Il cantiere è ubicato nel territorio del Comune di Fano (PU) – in Via Pisacane presso il campo sportivo “ex Militari” a quota di circa ml. 3 s.l.m..

L'altezza media del fabbricato, che presenta una copertura piana risulta essere di circa ml. 3,20 dal p.c. mentre la quota delle fondazioni su cui sono intestati i magri è a circa - 1,20-1,40 dal p.c..

La presente relazione geotecnica viene redatta sulla base di quanto riportato nella Relazione Geologica del Dott. Geol. Laura Pelonghini e sulle conoscenze di altri lavori eseguiti nella zona.

3.2 DATI DI CARATTERE GENERALE

Lo studio è stato condotto al fine di fornire indicazioni sulle caratteristiche geotecniche del terreno fondazionale relativo ad un'area, sita nel Comune di Fano (PU) – in Via Pisacane presso il campo sportivo “ex Militari” a quota di circa ml. 3 s.l.m..

La relazione geologica e geotecnica attesta che l'area dal punto di vista geologico si trova sui terrazzi alluvionali del III e IV ordine del fiume Metauro in continuità stratigrafica con i terrazzi marini omologhi rinvenibili lungo la fascia costiera (cronologicamente riferibili al Pleistocene medio e superiore), costituita da depositi alluvionali di ghiaia con abbondante presenza di matrice sabbiosa, depositi caratterizzati da un progressivo aumento dello stato di consistenza con la profondità, interessata dalla falda idrica alla profondità di circa -1,80 ml, (presenza del mare a poche decine di metri). Si tratta di una struttura tettonica rinvenibile nella fascia costiera, che risulta essere molto ampia e omogenea in cui alla base sono rinvenibili i sedimenti marini del Pliocene Superiore.

3.3 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

In funzione alla Relazione Geologica del Dott. Geol. Laura Pelonghini e dai sondaggi realizzati nel sito in cui si realizza l'opera è possibile sintetizzare la seguente situazione stratigrafica:

- | | |
|--------------------------------------|--|
| 1. da 0,0 ml a -0,30 ml | Terreno superficiale rimaneggiato, di riporto antropico, coltre di copertura; |
| 2. da -0,3 ml a -1,20/-1,40 ml | Strato di terreno alluvionale colluviale, limoso sabbioso, di colore marrone scuro, con sparsi elementi organici ed elementi ghiaiosi. Con l'aumentare della profondità fino a -1,40 m aumenta la percentuale di sabbia; |
| 3. da -1,20/-1,40 ml (termine prova) | Banco di ghiaia caratterizzata da una buona omogeneità: i grani sono immersi in matrice sabbiosa, talora sabbioso argillosa, gli elementi ghiaiosi eterometrici sono costituiti da litopi calcarei o calcareo marnosi. |

Dalla stratigrafia risulta la prevalenza di un terreno granulare, che si estende per tutta la profondità indagata, con miglioramento delle proprie caratteristiche meccaniche con la profondità;

Le fondazioni, per l'opera che viene realizzata, sono di tipo superficiale, le stesse vengono ammassate nello strato delle ghiaie in matrice sabbiosa.

Le caratteristiche geomeccaniche per i diversi strati di terreno, trascurando lo strato superficiale di copertura possono essere assunte pari ad:

- Strato n. 1 -Terreno limoso sabbioso (da -0,3 ml a -1,20/-1,40 ml) .

$\gamma_k = 2,00 - 2,10 \text{ ton/mc}$

Peso specifico del terreno;

$\phi_{\text{medio}} = 25^\circ$

Angolo d'attrito del terreno;

- Strato n. 1 -Banco di ghiaia (da -1,20/-1,40 ml a profondità interessate dalla fond.) .

$\gamma_k = 1,80 - 1,90 \text{ ton/mc}$

Peso specifico del terreno;

$\phi_{\text{medio}} = 32^\circ$

Angolo d'attrito del terreno;

Le fondazioni vengono realizzate così come riportate nei disegni esecutivi, la verifica viene condotta secondo le richieste da normativa (vedi relazione di calcolo).

I cedimenti assoluti e quelli differenziali, data l'uniformità e la qualità dei terreni fondazionali saranno assai modesti e compatibili con il progetto in oggetto.

Per la determinazione della categoria, come già detto nel paragrafo dell' Azione Sismica abbiamo i risultati dalla misura di sismica passiva a stazione singola in cui risulta dalla determinazione del V_{s30} pari ad 320 m/s (vedi relazione geologica) , possiamo classificare il sottosuolo nella categoria C in base a quanto riportato nella Tab. 3.2.III – Categorie di sottosuolo, lo stesso risultato è confermato dalla stratigrafia e natura dei terreni fondazionali.

Concludendo abbiamo per quanto riportato al § 3.2.2 del D.M. 17.01.2018 che il sottosuolo rientra nella **categoria C**, mentre la **categoria topografica** è la **T1**.

3.4 STABILITA' DELL'AREA

Il sito in esame si trova nella zona costiera a poca distanza dal mare in un'area pianeggiante, densamente edificata nelle vicinanze, nell'area di edificazione non sono presenti segni morfologici che denunciino una situazione di instabilità in atto, l'allegata relazione geologica conferma la situazione di stabilità dell'area, pertanto si può esprimere parere favorevole all'edificazione della costruzione in progetto.

Inoltre considerata la prevalente natura ghiaiosa del terreno e la sua granulometria lo stesso risulta non suscettibile al fenomeno della liquefazione.

3.5 IDROLOGIA

Dal punto di vista idrogeologico locale, il terreno si presenta con una coltre detritica superficiale permeabile con strato superficiale limoso-sabbioso e sottostante banco di ghiaie in matrice prevalentemente sabbiosa, la falda come già detto per la presenza del mare a poca distanza è rinvenibile a circa -1,80 m dal piano campagna.

Da questa situazione deriva che le acque meteoriche si infiltrano fino a raggiungere la falda, sarà comunque opportuno una adeguata regimazione delle acque superficiali al fine di evitare qualunque scadimento delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni adiacenti al fabbricato.

3.6 CARATTERISTICHE DELL'OPERA IN PROGETTO

Dalla planimetria riportata è visibile il contesto in cui si devono realizzare i nuovi spogliatoi per il campo sportivo "Ex Militari" con indirizzo via Pisacane.

La nuova opera da realizzare consiste in un nuovo fabbricato monopiano con struttura intelaiata in c.a. a pianta rettangolare (ml. 22,00x6,45), sull'area di proprietà della Committenza, libero su tutti i lati, da altri fabbricati.

Le fondazioni sono di tipo superficiale, così come richiesto dalla Relazione Geologica del Dott. Geol. Laura Pelonghini, pertanto eseguite le opere di sbancamento si

realizzano le fondazioni continue gettate contro terra lungo il perimetro e all'interno del fabbricato

Sulle fondazioni si incastrano i pilastri, a sostegno dell'impalcato di copertura, il tutto per realizzare una struttura rigida in c.a.; la rigidità della struttura eviterà qualsiasi possibile dislocamento relativo.

Dalle fondazioni partono pilastri, travi di copertura in c.a. che costituiscono la struttura portante dell'edificio; il solaio di copertura piano è realizzato in latero-cemento.

Per il calcolo delle fondazioni sono stati utilizzati gli stessi parametri che risultano dalla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Laura Pelonghini e dalla relazione geotecnica redatta a cura del sottoscritto.

Le fondazioni continue su entrambe le direzioni sono travi a sez. rettangolare delle dim. di cm. 60x50 armate con 4 ϕ 16 inf. + 4 ϕ 16 sup. correnti - St. ϕ 8/25" realizzate al di sopra di un magro di fondazione dello spessore di cm. 40-60 per testare le stesse ad una profondità di circa ml. -1,20/-1,40 sul banco delle ghiaie.

All'interno del fabbricato si realizza a terra un vespaio areato con casseri a perdere in pvc (igloo), sullo strato di terreno a ml. -0,40 compattato si realizza una soletta (magro) su cui si appoggiano i casseri e si realizza una soletta in c.a. di ripartizione dello spessore di cm. 5,00 con rete elettrosaldata ϕ 6/20x20".

Sulle fondazioni perimetrali si realizza la muratura di tamponamento con blocchi in laterizio termici certificati (blocco tipo poroton).

Dal calcolo strutturale le fondazioni risultano ampiamente verificate, in quanto le sollecitazioni trasmesse risultano modeste, i calcoli sono stati condotti a vantaggio di sicurezza.

Tali valori soddisfano ampiamente la portanza del terreno, i cedimenti assoluti e differenziali, vista la soluzione adottata per le fondazioni, le caratteristiche geotecniche del terreno, nonché i carichi trasmessi, la rigidità della trave di fondazione, sono modesti e del tutto trascurabili per l'opera che si realizza.

3.7 MATERIALI ADOTTATI IN FONDAZIONE

a) ACCIAIO:

L'acciaio sarà del tipo B450C ad aderenza migliorata; esso sarà accettato solo se munito di certificato d'origine della ferriera.

Le barre non dovranno presentare eccessive corrosioni, ossidazioni o difetti superficiali, né dovranno essere ricoperte da sostanze che possano ridurre l'aderenza del conglomerato (grassi, oli, terra e fango).

b) CALCESTRUZZO:

Verrà impiegato un conglomerato cementizio con resistenza cubica a compressione, a 28 giorni di maturazione, pari a 300 kg/cmq (classe C25/30).

c) MAGRONE:

Verrà impiegato un conglomerato cementizio con resistenza cubica a compressione, a 28 giorni di maturazione, pari a 150 kg/cmq (classe C12/15).