

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO : strutture radio protezionistiche acceleratore lineare
SITO IN : Comune di Carrara Civico Ospedale
COMMITTENTE : Ditta Barbieri e Bianchi Carrara

1. Analisi dei carichi

1 Si assumono i seguenti carichi specifici:

Peso proprio strutturale	2500kg/mc
Peso getti baritici	3500kg/mc
Accidentali copertura	100kg/mq
Accidentale pavimento	350kg/mq

2. Verifica efficienza della palificata

Considerato che il Calcolatore della palificata definisce come capacità portante della stessa il valore di:

$$CP = 900-950\text{ton.}$$

di seguito si determina il peso complessivo effettivamente affidato alla palificata stessa.

solettone	$(9.10 \times 3.10 + 7.55 \times 7.00) \times 0.90$	= 72.95mc
Parete lato mare	$(9.10 + 0.25) \times 3.20 \times 0.65$	= 19.45mc
Parete ingresso	$(2.10 + 0.25) \times 3.20 \times 0.65$	= 4.89mc
Setto	$3.90 \times 1.50 \times 3.20$	= 18.72mc
Parete lato monti	$2(0.80 \times 1.30 \times 3.20)$	= 6.66mc
Parete lato Sarzana	$5.40 \times 0.80 \times 3.20$	= 13.82mc
Parete lato Massa	$8.70 \times 0.80 \times 3.20$	= 22.27mc
Soletta di copertura	$(7.00 \times 7.55 + 3.10 \times 9.10) \times 0.80$	= 64.85mc
Riporto in cls copertura	$3.50 \times 8.20 \times 0.70$	= 20.09mc

Totale calcestruzzo = 243.70mc

Calcestruzzo di barite $3.20 \times 3.20 \times 1.3$ = 13.31mc

Pesi strutturali	244.00×2500	= 610.000kg
Barite	13.50×3500	= 47.250kg

Totale = 657.250kg
Contro soffitti pavimenti ed intonaci a stima = 16.250kg

Totale permanenti = 673.500kg

Accidentali copertura = 10.000kg

Accidentali pavimento = 29.000kg

Totale permanenti + accidentali = 712.500kg

Risulta pertanto un utilizzo della capacità portante della palificata pari a:

$$U = 712500 \times 100 / 900000 = 79\%.$$

2. Materiali costituenti la struttura

Le strutture saranno realizzate in calcestruzzo ordinario ed in piccola parte in calcestruzzo di barite con le specifiche di qualità' di cui alla relazione sui materiali.

Le fondazioni saranno a platea di forte spessore portata da micropali già esistenti FI 180 dimensionati dall'ing. Carlo Stabilini residente in Milano via Inama 2 armati con tubi in acciaio FI 88.9mm spessore mm.10 ad alta resistenza.

I micropali hanno lunghezze variabili da ml. 9.00 a ml. 17.50 come da schema planimetrico allegato.

3. Terreno di fondazione

Date le modeste caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione evidenziate in relazione geotecnica, si è previsto il suo consolidamento superficiale con iniezioni sotto soletta realizzate con pompa a mano capace di pressioni dell'ordine di 5-10 bar a mezzo di tubi infissi nel terreno per almeno cm.30. come da schema esecutivo allegato.

Il terreno così' trattato è stato preso in conto nel modello di calcolo ammettendo per esso una costante di sottofondo di 10kg/cmq.

4. Elementi strutturali

La struttura del bunker e' stata schematizzata come uno scatolare a sezione costante trascurando gli effetti irrigidenti delle pareti trasversali.

5. Normativa di riferimento

L'analisi della struttura e' condotta utilizzando gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni ed in conformità' alla Normativa vigente:

- -Legge 5.11.71 n.o 1086

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

- -Circolare 11651 del 14.02.74

Circolare illustrativa della legge n.o 1086 n.o 37

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- -Legge 02.02.74 n.o 64

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

- -D.M.03.03.75

Approvazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica

- -D.M 12.12.82

Criteri generali per la sicurezza delle costruzioni ,dei carichi e sovraccarichi.

- -D.M.03.06.81

Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica

- -D.M.19.06.84

Norme tecniche relative alle zone sismiche

- -D.M. 29.01.85

Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche

- -C.N.R. 10024/86 del 23.07.86

Analisi delle strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

6. Schematizzazione della struttura e dei vincoli

La struttura e' schematizzata come un unico telaio ordito nella direzione dell'asse X principale.

A detto telaio é affidata la totalità' delle forze agenti.

Le fondazioni sono schematizzate come trave su suolo elastico con costante di sottofondo $K_w=10\text{kg/cm}^3$ appoggiata agli estremi ai pali.

7. Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura e' modellata con il metodo degli elementi finiti per sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono l'elemento asta con cui vengono modellati travi e pilastri .

I vincoli sono considerati puntuali e descritti con le 6 costanti di rigidezza elastica o distribuiti e descritti come plinti elastici o travi elastiche su suolo elastico.

7.Schematizzazione delle azioni

Ai sensi delle normative di riferimento sono prese in conto le seguenti azioni:

Pesi propri strutturali

Carichi permanenti portati dalla struttura

Carichi variabili sugli orizzontamenti

Forze di piano simulanti il sisma desunte con analisi statica

Le condizioni di carico e le relative combinazioni più sfavorevoli (casi di carico) sono descritti nei dati di input.

8.Modellazione delle azioni

I valori di carico adottati sono quelli indicati nelle relative analisi e le loro azioni sono modellate mediante opportuni carichi concentrati e distribuiti come indicato nelle stampe di input.

9.Modellazione dei materiali

Sono considerati elastici a comportamento lineare ;le loro caratteristiche sono riportate nelle stampe di input.

10.Tipo di Analisi

L'analisi e' statica in regime elastico lineare;il metodo di calcolo e' agli elementi finiti. Il calcolo sismico e' effettuato tramite analisi statica :la verifica delle membrature e' effettuata considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

11.Individuazione del codice di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica di travi e pilastri si e' utilizzato elaboratore elettronico con programma di calcolo DOLPMEMPLUS ver.2.0 del 1991.

Il programma e' prodotto ed assistito dalla Soc. CDM Ingegneria via s.pio V Torino.

La procedura e' sviluppata in ambiente UNIX,utilizza l'ambiente grafico XWINDOWS versione 11 ed e' scritta in linguaggio FORTRAN e C.

Il programma permette l'analisi elastico lineare di strutture tridimensionali con nodi a 6 gradi di libertà' utilizzando un solutore ad elementi finiti.

Gli elementi utilizzati sono le aste con eventuali svincoli interni per schematizzare travi e pilastri ed i gusci triangolari o rettangolari per schematizzare piastre o membrane.

I carichi possono essere applicati

ai nodi

come forze concentrate o coppie concentrate (FC,CC)

sulle aste

come forze o coppie concentrate e forze distribuite (FC,CC,FD,FT)

I vincoli sono descritti con le relative costanti di rigidezza elastica.

La società' produttrice del codice di calcolo fornisce lo stesso con una serie adeguata di test di validazione sia su esempi classici della Scienza delle Costruzioni sia su strutture più impegnative documentate bibliograficamente.

12.Grado di affidabilità' del codice

E garantita dalla documentazione di supporto.

L'introduzione degli elementi e' effettuata per via grafica con preprocessore dedicato che permette la visualizzazione dettagliata degli elementi geometrici e le relative deformazioni sotto carico.

Sono inoltre disponibili moduli di graficizzazione delle sollecitazioni per una stima visiva degli ordini di grandezza.

Il programma permette inoltre di valutare la qualità delle soluzioni in termini di uguaglianza tra lavoro esterno ed energia di deformazione.

13. Motivazione della scelta del codice

Il programma permette un'analisi dettagliata di strutture in campo elastico lineare permettendo la descrizione di strutture comunque complesse. Gli elementi irrigiditi sono presi in conto con il loro effettivo contributo e l'affinamento delle soluzioni è reso possibile utilizzando mesh via via più dettagliate.

14. Elaboratore

Unità centrale di processo	APOLLO 425T
Sistema operativo	UNIX
Capacità di memoria	16Mb
Cifre significative	16
Unità memoria di massa	HD 600

15. Esame dei risultati e controlli

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto:
non si riscontrano labilità
le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati
in condizioni di simmetria di carichi e struttura si ottengono sollecitazioni simmetriche
dal bilancio energetico risulta l'uguaglianza tra lavoro delle forze esterne ed energia di deformazione delle sollecitazioni interne.

16. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati risultano confermati dall'analisi critica dei parametri di controllo e da calcolazioni di massima eseguite manualmente.

17. Allegati

Alla presente relazione si allegano le seguenti stampe:

1. Schema telaio
2. Dati di ingresso relativi a nodi, aste, materiali, carichi e loro combinazioni
3. Carichi sismici di piano e parametri relativi alla loro determinazione
4. Valutazione della soluzione raggiunta un termini di lavoro ed energia
2. Sollecitazioni nei singoli elementi costituenti la struttura.

18. Verifica elementi strutturali

Sono effettuate sulle sollecitazioni massime determinate come sopra indicato:

18.1. Soletta di copertura

H=80cm B=100cm

Appoggi $M_{max} = -10695$: momento in fase sismica $A_a = A_a' = 5$ fi 14=7.7cmq

Mezzeria $SIG_b = 24$ kg/cm² $SIG_a = 1905$ kg/cm²

$M_{max} = 9080$ kgm: momento in fase statica

Si mantiene sezione ed armatura indicata agli appoggi.

18.2. Setti Verticali

H=65cm B=100cm

In testa $M_{max} = -10695$: momento in fase sismica $A_a = A_a' = 5$ fi 14 = 7.7cmq
 Al piede $M_{max} = -7773$ kgm : momento in fase sismica $A_a = A_a' = 5$ fi
 12=5.66cmq
 $SIG_b = 34$ kg/cm² $SIG_a = 2379$ kg/cm²
 $SIG_b = 26$ kg/mq $SIG_a = 2327$ kg/cm²

18.2. Soletta di fondazione

H=90cm B=100cm

Estremi $M_{max} = 7773$ kgm : momento in fase sismica $A_a = A_a' = 5$ fi 10 = 3.9cmq

Mezzeria $SIG_b = 24$ kg/cm² $SIG_a = 2378$ kg/cm²

$M_{max} = 4431$: momento in fase statica e sismica

Si mantiene la stessa armatura progettata agli estremi.

19. Accoppiamento pali solettone

Considerato che il palo da cm 18 affiora con il solo tubo di armatura fi 88.9 mm riempito di malta di iniezione si interpone tra palo e solettone piastra da cm 25x25 spessore cm 1.5 per ridurre la tensione di punzonamento:

19.1. Punzonamento piastra

Dall'esame dello schema della palificata realizzata si può valutare l'intervallo tra i pali pari a ml.1.00.

Si ammette pertanto per ogni palo un carico pari alla reazione verticale massima determinata :

$$N_{max} \text{ palo} = 25000 \text{ kg}$$

Impiegando acciaio tipo Fe360 con $SIG_{amm} = 1600$ kg/cm² si ha

$$TAU_{amm} = 0.576 \times 1600 = 921 \text{ kg/cm}^2$$

$$Tau \text{ punzonamento} = 25000 / (3.14 \times 9 \times 1.5) = 589 \text{ kg/cm}^2 < TAU_{amm}$$

19.2. Punzonamento calcestruzzo

Le piastre interposte trasmettono il carico del palo su un perimetro di cm 100 da cui:

$$TAU \text{ punzonamento} = 25000 / (4 \times 25 \times 90) = 2.78 \text{ kg/cm}^2$$

~~si impiegano piastre in lamiera zincata s=0.7mm tipo~~

~~HL BOM U-75mm con soletta h=1.5m avente i seguenti valori di momento resistente:~~

$$W_s = 1370 \text{ cm}^3 \quad W_i = 444 \text{ cm}^3$$

~~Setole A tra uscita ascensore e piano esistente $Q_t = 800$ kg/mq L=1.15ml~~

$$M_{max} = 132 \text{ kgm}$$

da cui $SIG_b = 13200 / 1370 = 96$ kg/cm²

$$SIG_a = 13200 / 444 = 297$$
kg/cm²

~~Setole B in piano esistente~~

$$Q_t = 500 \text{ kg/cm}^2 L = 2.00 \text{ m}$$

$$M_{max} = 592 \text{ kgm}$$