

1781



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

1. PREMESSA

La presente relazione ha lo scopo di illustrare le ipotesi, la metodologia e le verifiche per il calcolo delle strutture dei vari manufatti costituenti il Nuovo Complesso Edilizio rientrante tra gli interventi previsti dal Programma di Recupero Urbano del Comune di Napoli da realizzarsi nell'ambito di Soccavo Rione Traiano. Detto complesso include due distinti gruppi di opere che caratterizzano i seguenti interventi:

INTERVENTO PUBBLICO:

- ASILO SCUOLA MATERNA*
- PARCHEGGIO PUBBLICO ENTRO-FUORITERRA*
- PARCHEGGIO PUBBLICO INTERRATO*

INTERVENTO PRIVATO:

- GALLERIA COMMERCIALE*
- RESIDENZE PRIVATE*
- EDIFICIO UFFICI E SERVIZI*
- MARKET E PARCHEGGIO INTERRATO*

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

1783



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

Per tutti gli edifici di cui ai punti precedenti, le analisi di calcolo sono state eseguite in accordo alla nuova normativa sismica emanata con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03.05.2005 e successive modifiche ed integrazioni, apportate con Il D.M. 14/01/08 Norme Tecniche Per Le Costruzioni.

2. Descrizione Dell'intervento Privato

➤ *Residenze Private.*

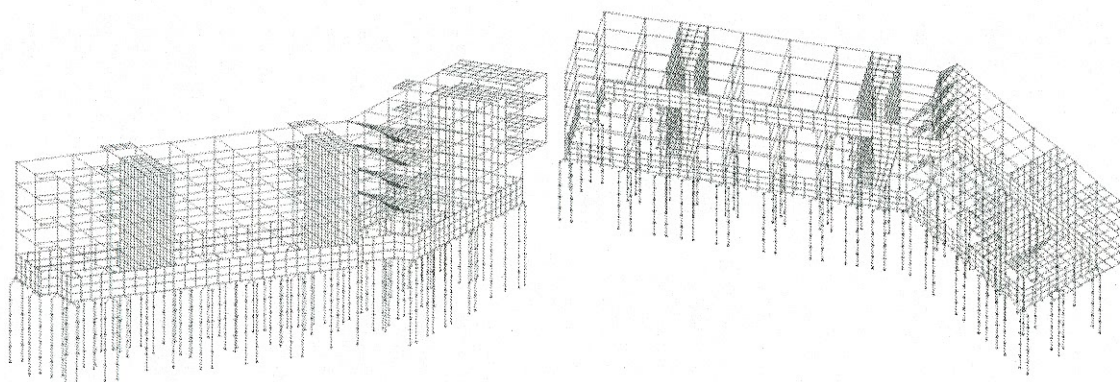


Fig. 1 - viste - Modello di Calcolo

Il blocco strutturale dei manufatti è stato previsto da realizzare in c. a.. Esso è caratterizzato da n°3 livelli fuori terra ed uno interrato, locali garage e cantine.

Come già precedentemente accennato, la tipologia costruttiva prevista per la realizzazione dei corpi di fabbrica di che trattasi, è quella caratterizzata da una intelaiatura di travi e pilastri orditi a telaio spaziale in calcestruzzo cementizio armato. Gli orizzontamenti sono previsti del tipo piano in latero-cemento con travetti ad orditura parallela ed interposizione di pignatte di alleggerimento il tutto completato da getto in opera di soletta in c.a..

Le fondazioni sono previste del tipo indiretto, tipologia plinti su tre e due pali, platea di fondazione per i nuclei scala su pali; i pali utilizzati sono del diametro $D=40$ cm $L=15$ mt, e platea di fondazione, sono infine previste delle travi di collegamento 40×80 .

1784



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

La copertura è stata prevista piana con la realizzazione di massetto ed impermeabilizzazione a barriera a vapore.

➤ *Market e Parcheggio.*

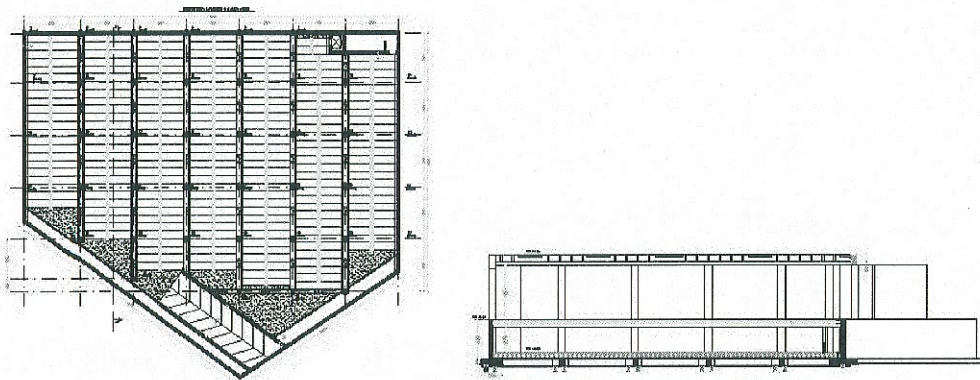


Fig. 1 - Carpenterie e Sezione

L'impianto strutturale caratterizzante la sovrastruttura e' stato modellato attraverso un unico telaio spaziale ottenuto dall'interconnessione di elementi travi e pilastri in calcestruzzo cementizio armato prefabbricato in stabilimento. Il primo Impalcato ha come elemento portante il solaio tipo Maral 400 mentre la copertura e' prevista con tegolo π .

Il sistema fondazionale adottato è del tipo indiretto costituito da un graticcio di travi di collegamento 40x80 a plinti a bicchiere di H=80+80 fondati su tre pali di fondazione L=10mt Diametro D=40cm

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

1785



COMUNE DI NAPOLI
 DIREZIONE CENTRALE VI
 SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

➤ *Edificio Uffici e Servizi.*

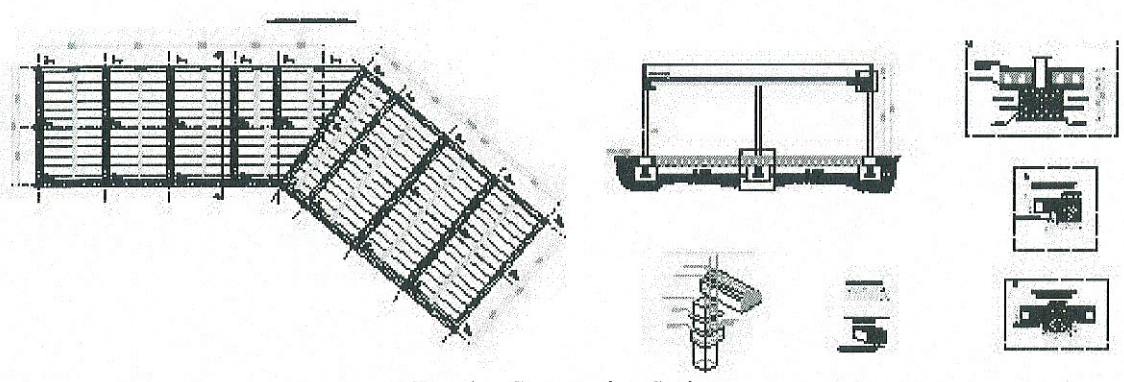


Fig. 1 - Carpenterie e Sezione

L'impianto strutturale caratterizzante la sovrastruttura e' stato modellato attraverso un unico telaio ottenuto dall'interconnessione di elementi travi e pilastri in calcestruzzo cementizio armato prefabbricato in stabilimento. Il Impalcato ha come elemento portante il solaio tipo Maral 320.

Il sistema fondazionale adottato è del tipo diretto , costituito da plinti di fondazione a bicchiere con dimensioni di impronta di 150 x 150 H=100 + 60 cm . Infine detti plinti sono collegati tra loro da un graticcio di travi di collegamento 40x60.

➤ *Galleria Commerciale.*

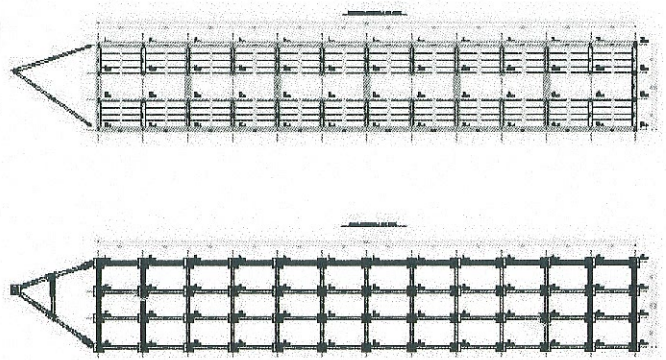


Fig. 1 - Carpenterie

L'impianto strutturale caratterizzante la sovrastruttura e' stato modellato attraverso un unico telaio ottenuto dall'interconnessione di elementi travi e pilastri in calcestruzzo cementizio

PER COPIA CONFORME
 IL DIRIGENTE
 ING. ANTONIO CAMPORA

1786



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

armato prefabbricato in stabilimento. Il Impalcato ha come elemento portante il solaio tipo Maral 320, per la parte prefabbricata , mentre per la parte terminale dell'edificio (il triangolo) è prevista una soletta alleggerita con sistema cobiax, dello spessore di 40 cm che si innesta su setti in c.a. in opera.

Il sistema fondazionale adottato è del tipo diretto , costituito da plinti di fondazione a bicchiere con dimensioni di impronta di 150 x 150 H=100 + 60 cm . Infine detti plinti sono collegati tra loro da un graticcio di travi di collegamento 40x60.

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

1784



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

RELAZIONE DI CALCOLO

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

1788



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

1. METODO DI CALCOLO

L'analisi strutturale globale è stata eseguita nel rispetto dei metodi basati sull'elasticità lineare. In particolare si è utilizzato il "metodo degli spostamenti" per la risoluzione della struttura. Il metodo di calcolo per le verifiche di resistenza è stato condotto seguendo le regole del "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limiti".

Le ipotesi alla base del metodo sono le seguenti:

- *Conservazione delle sezioni piane fino a rottura*
- *Deformazione massima del calcestruzzo compresso pari a 0.0035 nel caso di flessione semplice e composta ovvero -0.002 per sforzo normale centrato.*
- *Deformazione massima dell'armatura tesa +0.01*

Gli stati limite strutturali considerati sono:

1.1. Stati limite di esercizio.

Agli stati limite di esercizio sono direttamente connessi i criteri di agibilità e durabilità delle costruzioni e quindi per essi sono state effettuate le seguenti verifiche:

- *lo stato di fessurazione*, perché, in relazione alle condizioni ambientali e alla sensibilità alla corrosione dell'armatura prevista, sia assicurata la conservazione di questa e sia evitato il degrado del calcestruzzo;
- *lo stato di deformazione*, strettamente connesso a quello di fessurazione e alle proprietà viscosi del calcestruzzo (ed eventualmente di rilassamento dell'acciaio presollecitato), perché questo sia compatibile con l'uso della struttura e con i componenti non strutturali previsti (ad esempio nel caso specifico per gli impianti, le partimentazioni interne, le pavimentazioni, etc.) sia a breve che a lungo termine. Analoga verifica deve essere eseguita per la deformabilità della struttura sotto carichi dinamici;
- *la verifica della resistenza a fatica* dell'acciaio e del calcestruzzo, limitatamente al caso di carichi ripetuti.

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

1789



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO – AMBITO DI SOCCAVO – RIONE TRAIANO

1.2. Stati limite del danno

Con gli *stati limite del danno* le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto, ma non maggiore del 50% in 50 anni, e che hanno quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera; i danni strutturali sono di entità trascurabile.

1.3. Stati limite ultimi

Agli *stati limite ultimi* corrisponde la massima capacità portante della struttura o comunque una condizione estrema, che ne comprometta l'efficienza statica. In tale fase sono stati quindi controllati:

- *gli stati limite di rottura per azioni: normali, flettenti, taglianti, torcenti e di punzonamento;*
- *l'instabilità per azioni normali a breve e a lungo termine;*
- *la duttilità e quindi la capacità di dissipare energia in presenza di deformazioni plastiche.*

2. ANALISI NUMERICHE SVOLTE

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza e deformabilità condotte per le membrature in c.a. caratterizzanti i vari corpi di fabbrica caratterizzanti gli interventi "PUBBLICI" e "PRIVATI" di che trattasi, queste sono state svolte con l'elaboratore elettronico utilizzando il programma SISMICAD ® della Concrete s.r.l., sistema di pre e post-processore per la preparazione del modello e successiva lettura dei dati numerici rilevati dal programma interno di calcolo numerico agli "elementi finiti".

Il programma, che si avvale di una interfaccia grafica compatibile con formati AutoCAD, consente la progettazione di edifici in c.a., muratura, legno ed acciaio schematizzati attraverso un modello spaziale composto da elementi monodimensionali e/o bidimensionali con fondazioni poggianti su suolo elastico alla Winkler od elastoplastico, oppure su palificate.

1790



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

Il lavoro di progettazione si articola quindi in tre fasi:

- definizione dell'oggetto da progettare (pre-processore);
- modellazione matematica dello stesso e soluzione del modello FEM;
- visualizzazione dei risultati e progettazione esecutiva degli elementi (post-processore).

2.1. Criteri di calcolo

La procedura seguita per il calcolo delle strutture in c.a. e' stata effettuata mediante la scrittura, in forma automatica, di un sistema di $3n$ equazioni in $3n$ incognite, avendo indicato con n il numero complessivo d'impalcati indipendenti costituenti la struttura spaziale. Tale sistema di equazione viene ad esprimere, pertanto, le tre condizioni di equilibrio del singolo impalcato, in particolare:

- *equilibrio alla traslazione secondo x-x*
- *equilibrio alla traslazione secondo y-y*
- *equilibrio alla rotazione intorno all'asse verticale z-z*

Chiaramente le equazioni globali governanti il problema tengono anche conto degli effetti inerziali attraverso le matrici di massa.

Per quanto riguardano le verifiche di resistenza delle varie sezioni, esse sono state effettuate seguendo le procedure:

- analisi dei carichi verticali del tipo permanente ed accidentale;*
- calcolo delle forze orizzontali dovute all'azione sismica seguendo il procedimento dell'analisi dinamica;*
- risoluzione con il "Metodo delle Deformazioni" degli schemi statici per le condizioni più sfavorevoli;*
- verifica di resistenza delle sezioni caratteristiche in c.a.*
- verifica di deformabilità (verticale e laterale)*

Tutte le risultanze numeriche, svolte per tutti gli elementi strutturali e per i vari corpi, vengono riportate, in forma sintetica, nell'elaborato ALLEGATO DI CALCOLO.

3. AZIONI DI CALCOLO

Le verifiche sono state condotte per gli stati limite di esercizio, di danno e per lo stato limite ultimo. Le azioni di calcolo considerate risultano essere state ottenute attraverso una serie di combinazioni di carico elementare quali:

179



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCA VO - RIONE TRAIANO

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI		
condizione n° 1	Permanententi	tipo I
condizione n° 2	Accidentali	tipo II
condizione n° 3	delta T	tipo II
condizione n° 4	sisma X	tipo II
condizione n° 5	sisma Y	tipo II
condizione n° 6	sisma Z	tipo II

3.1 Azioni da Carichi Verticali

La seguente analisi dei carichi è stata condotta in accordo a quanto prescritto dal D.M. LL.PP. del 16.01.1996 -*Norme tecniche relative ai <<Criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>> e successive modifiche D.M. 14-01-2008 al Tab.3.1.II (valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici)*.

I solai tipologici, costituenti gli orizzontamenti e la copertura, sono previsti realizzati con lastre in calcestruzzo armato prefabbricato del tipo INPES MARAL ad intradosso piano, completato con getto di calcestruzzo armato di spessore variabile in rapporto alla destinazione. Pertanto, in funzione alle caratteristiche geometriche di seguito riportate, sono state sviluppate le seguenti analisi dei carichi distinte per le diverse destinazioni sanitarie:

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

CORPI DI FABBRICA "EDILIZIA PRIVATA":

➤ RESIDENZE PRIVATE

1799



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

SOLAIO IMPALCATO tipo

-CARICO PERMANENTE -

- 1. Solaio gettato in opera su lastra tipo celterspan 385dN/mq
- 2. Soletta cls sp=5 cm..... 125 “ “
- 3. Massetto – pavimentazione –impermeabilizzazione..... 100 “ “
- 4. Incidea Tramezzi..... 100 “ ”

710 dN/mq

-CARICO ACCIDENTALE.....200 dN/mq

SOLAIO IMPALCATO tipo Cobiax sp=20 cm

-CARICO PERMANENTE -

- 5. Solaio a piastra alleggerita Tipo COBIAX 457dN/mq
- 6. Massetto – pavimentazione –impermeabilizzazione..... 100 “ “
- 7. Incidea Tramezzi..... 100 “ ”

657 dN/mq

-CARICO ACCIDENTALE.....200 dN/mq

SOLAIO IMPALCATO tipo Cobiax sp=30 cm

-CARICO PERMANENTE -

- 8. Solaio a piastra alleggerita Tipo COBIAX 559dN/mq
- 9. Massetto – pavimentazione –impermeabilizzazione..... 100 “ “
- 10. Incidea Tramezzi..... 100 “ ”

759 dN/mq

-CARICO ACCIDENTALE.....200 dN/mq

SOLAIO IMPALCATO tipo Copertura -praticabile

-CARICO PERMANENTE -

- 11. Solaio gettato in opera su lastra tipo celterspan 385dN/mq
- 12. Soletta cls sp=5 cm..... 125 “ “
- 13. Massetto – pavimentazione –impermeabilizzazione..... 100 “ “

610 dN/mq

-CARICO ACCIDENTALE.....200 dN/mq

➤ **TERZIARIO DI BASE- UFFICI E SERVIZI (edificio in c.a.pref)**

1793



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

SOLAIO IMPALCATO COPERTURA

-CARICO PERMANENTE -

- 14. Solaio tipo MARAL 320..... 400 dN/mq
- 15. Massetto - pavimentazione - impermeabilizzazione..... 150 “ “

550 dN/mq

-CARICO ACCIDENTALE.....200 dN/mq

➤ **GALLERIA COMMERCIALE (edificio in c.a.pref)**

SOLAIO IMPALCATO COPERTURA

-CARICO PERMANENTE -

- 16. Solaio tipo MARAL 320..... 400 dN/mq
- 17. Massetto - pavimentazione - impermeabilizzazione..... 150 “ “

550 dN/mq

-CARICO ACCIDENTALE.....200 dN/mq

➤ **MARKET & PARCHEGGIO (edificio in c.a.pref)**

SOLAIO IMPALCATO TIPICO

-CARICO PERMANENTE -

- 18. Solaio alveolare tipo MARAL 400 440 dN/mq
- 19. Soletta cls sp=5 cm..... 125 “ “
- 20. Massetto - pavimentazione - impermeabilizzazione..... 155 “ “

720 dN/mq

-CARICO ACCIDENTALE.....500 dN/mq

SOLAIO IMPALCATO COPERTURA

-CARICO PERMANENTE -

- 21. Solaio TEGOLO doppio T , h=80 cm 350 dN/mq
- 22. Soletta cls sp=5 cm..... 125 “ “
- 23. Massetto - pavimentazione - impermeabilizzazione..... 155 “ “

630 dN/mq

-CARICO ACCIDENTALE.....200 dN/mq

172B



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO –AMBITO DI SOCCAVO –.RIONE TRAIANO

3.2 Azioni dovute a Sisma

Le strutture che caratterizzano il complesso edilizio di che trattasi, sono state calcolate eseguendo un'analisi del tipo "dinamica modale con spettro di risposta" nel rispetto del punto 7.3.3.1 D. M. 14/01/2008 . Il metodo di combinazione degli effetti modali è quello denominato 'cubic quadratic combination' (CQC).

Dalla zonizzazione sismica emerge che la città di Napoli rientra nella zona classificata di 2ª categoria. L'accelerazione sismica alla base è assunta pari a 0.25g in virtù di quanto previsto al 3.2.3.1 Valutazione della azione sismica D.M. 14/01/2008.

In base ai dati geotecnici disponibili per l'area in esame, si è assunto, in questa fase preliminare, che la categoria del suolo di fondazione è tipo C Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza: il coefficiente di sito è pari pertanto a S=1.25, nel rispetto dei valori forniti 3.2.3.1 Valutazione della azione sismica D.M. 14/01/2008.

Per il suolo di tipo C si applicano i seguenti parametri per la caratterizzazione delle componenti orizzontali del sisma (vedi Tabella n.3.2.VII DM 14/01/2008):

$$T_B=0,15 \quad T_C=0,50 \quad T_D=2,00$$

3.3 Condizioni e combinazioni di carico

La verifica sismica allo stato limite ultimo o di danno e' stata effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni.

$$\gamma_I E + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

dove:

- γ_I fattore di importanza ($\gamma_I=1,20$);
- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_K carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- P_K valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

1295



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO –AMBITO DI SOCCAVO –.RIONE TRAIANO

tensione avvenute;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile Q_i ;

Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile Q_i .

Per le verifiche statiche a soli carichi verticali, i coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 sono stati assunti, nel rispetto del dettato del Prospetto n.1 riportato nel D.M. 9/19/96, pari a:

AZIONI	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	$\Psi_{2-ordin.}$
Carichi variabili nei fabbricati:				
Uffici – Negozi - Scuole	0.7	0.6	0.3	0.6

I valori dell'azione sismica E sono stati specificati in precedenza per lo stato limite di danno e lo stato limite ultimo, rispettivamente.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki})$$

dove:

ψ_{Ei} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{Ei} Q_{Ki}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando ψ_2 per φ .

I valori dei coefficienti φ adottati sono pari a $\varphi = 0.5$, $\varphi = 0.8$ e $\varphi = 1.0$.

Le verifiche statiche (soli carichi gravitazionali) sono state eseguite nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi, così come prescritto dal D.M. 14/1/2008. In particolare le azioni sull'edificio in esame sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo

1795



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si sono adottate le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_{kk} + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

- G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
- Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_g = 1,4$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio sono state tenute in conto le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$. Pertanto le combinazioni convenzionali adottate per le verifiche allo stato limite di esercizio, il cui dettaglio viene in seguito riportato, sono espresse come di seguito:

combinazioni rare: $F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$

combinazioni frequenti: $F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$

combinazioni quasi permanenti: $F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$

- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

1797



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

Le tompagnature sono state considerate come carichi distribuiti lineari con valore unitario pari a 700 daN/m.

Pertanto l'involuppo delle sollecitazioni massime per ogni elemento strutturale componente l'impianto strutturale di che trattasi, e' stato determinato attraverso le seguenti combinazioni di carico:

COMBINAZIONI DI CARICO PER STATO LIMITE ULTIMO

n°	cond.1	cond.2	cond.3	cond.4	cond.5	cond.6
1	1.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
2	1.00	0.00	0.00	0.00	-1.50	0.00
3	1.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00
4	1.00	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
5	1.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00
6	1.00	1.50	0.00	0.00	-1.50	0.00
7	1.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00
8	1.00	1.50	0.00	-1.50	0.00	0.00
9	1.40	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00
10	1.40	0.00	0.00	0.00	-1.50	0.00
11	1.40	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00
12	1.40	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
13	1.40	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00
14	1.40	1.50	0.00	0.00	-1.50	0.00
15	1.40	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00
16	1.40	1.50	0.00	-1.50	0.00	0.00

Tabella n°1

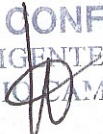
COMBINAZIONI DI CARICO PER STATO LIMITE DI ESERCIZIO
-CONDIZIONE RARA-

n°	cond.1	cond.2	cond.3	cond.4	cond.5	cond.6
1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella n°2

COMBINAZIONI DI CARICO PER STATO LIMITE DI ESERCIZIO

PER COPIA CONFORME
 IL DIRIGENTE
 ING. ANTONIO CAMPORA



1798



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

-CONDIZIONE FREQUENTE-

n°	cond.1	cond.2	cond.3	cond.4	cond.5	cond.6
1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella n°3

COMBINAZIONI DI CARICO PER STATO LIMITE DI ESERCIZIO

-CONDIZIONE QUASI PERMANENTE-

n°	cond.1	cond.2	cond.3	cond.4	cond.5	cond.6
1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella n°4

Nel caso dello stato limite di danno, in cui l'azione sismica di progetto è uguale per tutti gli edifici perché indipendente dal fattore di struttura, si è verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati (punto 4.1.1.2 – Stato limite di danno).

Nel caso in esame, per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa, deve risultare:

$$d_r \leq 0,005h$$

con h altezza del piano, mentre nel caso delle tamponamenti collegati elasticamente alla struttura si deve avere:

$$d_r \leq 0,0075h$$

Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno vengono valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando un'analisi dinamica modale associata allo spettro di progetto corrispondente, per il fattore di importanza utilizzato (punto 4.8 – Valutazione degli spostamenti).

Circa i valori dello spettro di risposta elastico ed i relativi coefficienti si veda quanto riportato nei rispettivi allegati di calcolo.

1+99



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

3.4 Materiali

I coefficienti di sicurezza adottati per i materiali di costruzione in ottemperanza di quanto espressamente riportato al punto 11.2 nel D.M. 14/01/2008 sono i seguenti:

- Calcestruzzo:

stato limite danno/esercizio: $\gamma_c = 1,00$;

stato limite ultimo: $\gamma_c = 1,60$;

Per spessori minori di 5 cm il coefficiente γ_c è stato maggiorato del 25% in accordo con il dettato normativo del D.M. 9/1/96, punto 4.0.2.

Si tiene conto degli effetti reologici agenti nel calcestruzzo (viscosità, ritiro) utilizzando un fattore pari a 0,83.

Si tiene conto di un fattore pari a 0,85 per la conversione da resistenza cubica a quella cilindrica.

- Acciaio:

stato limite danno/esercizio: $\gamma_s = 1,00$;

stato limite ultimo: $\gamma_s = 1,15$;

- Acciaio da carpenteria:

stato limite danno/esercizio: $\gamma_s = 1,00$;

stato limite ultimo: $\gamma_s = 1,10$;

I materiali considerati per la struttura in esame hanno caratteristiche fisico-meccaniche, valutate in accordo con il D.M. 9/1/96 - punto 2.0, che vengono in dettaglio riportate nel Capitolo "Relazione sui Materiali".

1800



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

RELAZIONE SUI MATERIALI

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA



1804



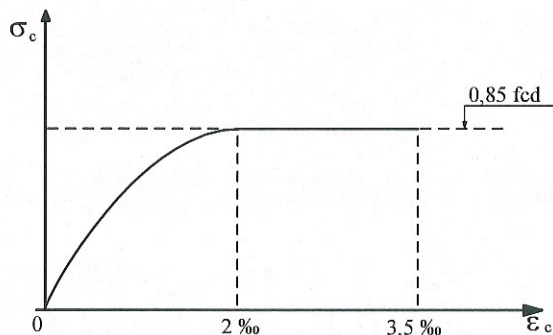
COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

1. RELAZIONE SUI MATERIALI

In particolare le resistenze di calcolo sono state così determinate:

1.1. Calcestruzzo

Per il calcestruzzo, e' stato adottato il diagramma parabola-rettangolo definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa -0.002, l'estremità del segmento ha ascissa - 0.0035. l'ordinata massima del diagramma è pari a $0.85f_{cd}$.



Le resistenze di calcolo f_d sono state valutate mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

assumendo per il coefficiente γ_m i valori di seguito riportati:

Stati limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
Ultimi	1.15	- 1.6 per c.a. e c.a. con precompressione parziale.
Di esercizio	1.0	- 1.0

Per spessori inferiori a 5 cm il coefficiente γ_c va maggiorato del 25%.

In particolare, la resistenza di calcolo del calcestruzzo f_{cd} risulta pari a:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{R_{ck} \cdot 0.83}{\gamma_c}$$

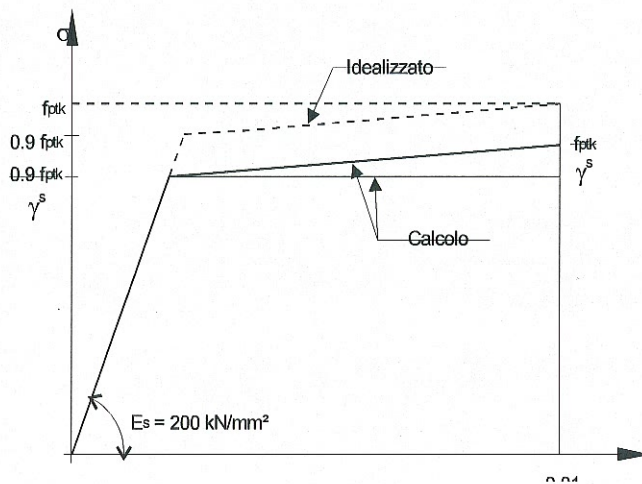
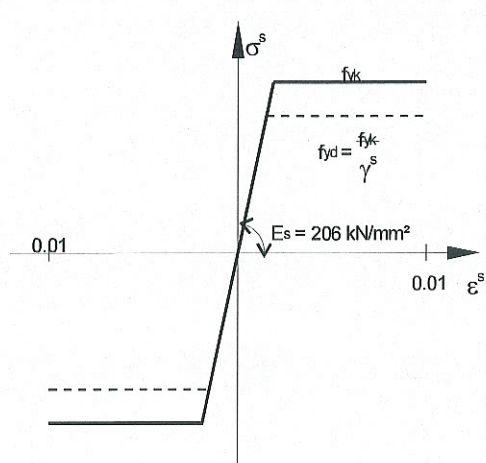
1800



COMUNE DI NAPOLI
 DIREZIONE CENTRALE VI
 SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

Le deformazioni sono limitate ai seguenti valori massimi:

- Allungamento specifico massimo pari al 10‰
- Accorciamento specifico massimo pari al 3.5‰



Per tenere conto del calo di resistenza dovuto a carichi di lunga durata, si assume l'ordinata massima del diagramma pari a $0.85 f_{cd}$.

Per strutture o parti strutturali sottoposte a pressoflessione con prevalenza di sforzo normale, esposte in ambienti poco o moderatamente aggressivo, si adottano le seguenti limitazioni:

- Per combinazione rara: $0.6 f_{ck}$;
- Per combinazione quasi permanente: $0.45 f_{ck}$.

Acciaio in barre

1803



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO –AMBITO DI SOCCAVO –.RIONE TRAIANO

Per l'acciaio si adotta il legame tensioni deformazioni schematizzato da una bilatera con tensione di calcolo $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ e deformazioni di allungamento limitate a 0.01 e di accorciamento limitate a 0.0035.

In esercizio nella combinazione rara la tensione viene limitata a 0.70 f_{yk}

Per l'esecuzione delle strutture in c.a. gettate in opera, si prevede l'impiego di materiali aventi le caratteristiche seguenti:

- Calcestruzzo di classe di Resistenza Caratteristica Rck-250.
- Calcestruzzo di classe di Resistenza Caratteristica Rck-300.
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata di classe FeB- 44 k.

In relazione a tanto, ai sensi della legge, si prevedono le seguenti resistenze di lavoro:

In relazione a tanto, ai sensi della legge, si prevedono le seguenti resistenze di lavoro:

- Calcestruzzo Rck 250 per pali di fondazione:

- Peso specifico $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- Modulo elastico $E = 28500 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.10$;
- Resistenza a compressione (caratteristica cilindrica): $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza a compressione (calcolo): $f_{cd} = 11,0 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza a trazione semplice (stato limite danno/esercizio): $f_{ctm} = 2,31 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione per flessione (stato limite danno/esercizio): $f_{ctm} = 2,77 \text{ N/mm}^2$

- Calcestruzzo Rck 300 per piastra di fondazione ed elevazione:

- Peso specifico $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- Modulo elastico $E = 31220 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.10$;
- Resistenza a compressione (caratteristica cilindrica): $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza a compressione (calcolo): $f_{cd} = 13,2 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza a trazione semplice (stato limite danno/esercizio): $f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione per flessione (stato limite danno/esercizio): $f_{ctm} = 3,1 \text{ N/mm}^2$

- Acciaio FeB44k:

1806



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

- Peso specifico $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$;
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- Modulo elastico $E = 206000 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.30$;
- Resistenza a compressione/trazione (stato limite ultimo): $f_{sd} = 382,6 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza a taglio (stato limite ultimo): $f_{svd} = 210,4 \text{ N/mm}^2$;

- Copriferro per elementi in c.a. fuori terra $s=3.00 \text{ cm}$.
- Copriferro per elementi in c.a. interrati $s=4.00 \text{ cm}$.

Il coefficiente di omogeneizzazione assunto é $n=15$.

I moduli di elasticità risultano (UNI 6550/86):

Per il calcestruzzo Rck 250: $E = 28500 \text{ N/mm}^2$	Per l'acciaio: $E = 206000 \text{ N/mm}^2$
Per il calcestruzzo Rck 300: $E = 31220 \text{ N/mm}^2$	

Acciaio da Carpenteria

• Acciaio Fe430:

- Peso specifico $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$;
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- Modulo elastico $E = 206000 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.30$;
- Resistenza a compressione/trazione (stato limite ultimo): $f_{sd} = 250 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza a taglio (stato limite ultimo): $f_{svd} = 137,5 \text{ N/mm}^2$;

• Acciaio Fe510:

- Peso specifico $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$;
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- Modulo elastico $E = 206000 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.30$;
- Resistenza a compressione/trazione (stato limite ultimo): $f_{sd} = 323 \text{ N/mm}^2$;
- Resistenza a taglio (stato limite ultimo): $f_{svd} = 177,5 \text{ N/mm}^2$;

- Bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 con valori della tensione di calcolo:
 $f_{d,N} = 560 \text{ N/mm}^2$; $f_{d,V} = 396 \text{ N/mm}^2$

1805



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

Per l'esecuzione delle strutture prefabbricate, si prevede l'impiego di materiali aventi le caratteristiche seguenti:

- Calcestruzzo di classe di Resistenza Caratteristica Rck-550 (travi).
- Calcestruzzo di classe di Resistenza Caratteristica Rck-500 (pilastri).
-
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata di classe FeB- 44 k per getti in opera
- Acciaio armonico per c.a.p. $f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$ / $f_{ptk} = 1670 \text{ N/mm}^2$.

1806



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

- RELAZIONE GEOTECNICA -
SULLE FONDAZIONI

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

1806



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

1. RIFERIMENTI GEOTECNICI

Facendo riferimento a quanto rilevato con indagini svolte in sito dallo studio SPARACIO di Napoli coadiuvato dalla società S.TE.GE. s.r.l , hanno consentito di ottenere un quadro geologico come riportato nelle seguenti pagine:

2. CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI

La nuova normativa sismica nazionale, DM 14/01/2008 , al punto 3.2.2. disciplina la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni, con lo scopo dichiarato di assicurare, in caso di evento sismico, la protezione della vita umana, la limitazione dei danni e il funzionamento delle strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Nei requisiti di sicurezza e criteri di verifica, al punto 3.2. "Prescrizioni relative ai terreni di fondazione", la norma stabilisce che lo scopo delle indagini necessarie per la determinazione delle caratteristiche del sito di costruzione è anche quello di classificare il terreno in una delle categorie di suolo di fondazione definite al punto 3.1 "Categorie di suolo di fondazione"- relativo alla definizione dell'Azione sismica di progetto.

Al fine di tale definizione vengono sono state costituite n.5 categorie principali di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (considerato al di sotto del piano di posa delle fondazioni):

- A – *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali livelli di alterazione superficiale con spessore massimo pari a 5m.
- B – *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50, o coesione non drenata $C_u > 250$ kPa).
- C – Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s (15 < NSPT < 50, 70 < C_u < 250kPa).**
- D – *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s (NSPT < 15, $C_u < 70$ kPa).
- E – *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s.

1808



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO –AMBITO DI SOCCAVO –RIONE TRAIANO

A queste cinque categorie principali si aggiungono altre due categorie per le quali vengono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

- S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (PI > 40) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 100$ m/s ($10 < cu < 20$ kPa).
- S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

La classificazione viene effettuata sulla base del parametro V_{S30} che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata con l'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $g < 10^{-6}$) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30m superiori.

Per il caso specifico dalla zonizzazione sismica emerge che la città di Napoli rientra nella zona classificata di 2^a categoria, per cui viene caratterizzata da una accelerazione sismica alla base pari a 0.25g in virtù di quanto previsto al punto 3.2.1 dell'OPCM n.3431.

Dall'esame dei dati geotecnici disponibili per l'area in esame, si è assunto che la categoria del suolo di fondazione è **tipo C** (*Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza*): il coefficiente di sito è pari pertanto a $S=1.25$, nel rispetto dei valori forniti dall'D.M. 14/01/2008 al punto 3.2.IV.

3. CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI

Per i vari corpi di fabbrica caratterizzanti l'intero intervento (pubblico e privato) teso alla realizzazione delle Opere Pubbliche congiuntamente all'acquisizione di beni immobili e del relativo sfruttamento economico per la realizzazione delle Opere Private previste nel Sub-Ambito di Attuazione del PRU di Soccavo –Rione Traiano, vengono definite le seguenti caratteristiche meccaniche dei terreni:

- da 0.00 a 10.00 mt. *Riporto eterogeneo prevalentemente pozzolanico*
- *con inclusi frammenti calcarei, tufacei.*

1809



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

- **da 10.00 a 17.00 mt.** *Pozzolana (sabbia fina e limosa a luoghi ghiaiosa)*
- *addensata*
- o *peso dell'unita di volume* $\gamma = 1.40 \text{ g/cm}^3$.
- o *Coesione* $c = 0 \text{ daN/cm}^2$.
- o *Angolo di attrito* $\varphi = 32^\circ$

- **da 17.00 a 40.00 mt.** *Pozzolana (sabbia fina e limosa a luoghi ghiaiosa)*
- *molto addensata*
- *peso dell'unita di volume* $\gamma = 1.60 \text{ g/cm}^3$.
- o *Coesione* $c = 0 \text{ daN/cm}^2$.
- o *Angolo di attrito* $\varphi = 36-38^\circ$

4. CALCOLO DEL CARICO LIMITE

4.1 Fondazione indiretta

4.1.1 Modello per la valutazione del carico limite

In tale paragrafo vengono condotte le analisi tese alla definizione del carico limite degli elementi fondazionali previsti per i corpi di fabbrica su sistema fondazionale su pali. Trattandosi di terreni coesivi, per la ridotta influenza della resistenza alla punta il progetto può essere sviluppato con gli stessi criteri dei pali di medio diametro. Pertanto il calcolo è stato condotto come segue:

Il carico limite Q_{lim} verticale viene valutato, per semplificazione di calcolo, pari alla somma di due resistenze separate: quelle alla punta P_{lim} e quella laterale S_{lim} .

La valutazione di P_{lim} viene valutata con la formula statica:

$$Q_{max} = P_{max} + S_{max} = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s dz$$

PER COPIA CONFORME
 IL DIRIGENTE
 ING. ANTONIO CAMPORA

1890



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

Dove P_{max} e S_{max} indicano i valori, in condizioni limiti di rottura, della resistenza alla punta e della resistenza laterale; p indica la resistenza unitaria alla punta ed s la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno.

L'espressione generale per il calcolo della resistenza alla punta assume la seguente forma:

$$p = N_q \sigma_{vh} + N_c c$$

dove:

- σ_{vh} tensione litostatica verticale alla profondità L
- N_q N_c coefficienti adimensionali funzione dell'angolo di attrito del terreno
- c coesione del terreno

L'espressione generale della resistenza laterale assume la seguente forma:

$$s = a + \sigma L \mu$$

dove:

- a termine di tipo coesivo (adesione)
- μ coefficiente di attrito funzione della scabrezza all'interfaccia palo terreno (pali trivellati $tg \varphi$)

In condizioni non drenate $\varphi=0$ e $c_u \neq 0$ $N_q=1$, $N_c=9$, $a=\alpha c_u$ e $\mu=0$ dove c_u è la coesione non drenata ed α un fattore di riduzione della coesione non drenata, che tiene conto dei disturbi dell'esecuzione del foro.

$$p = \sigma_{vh} + 9c_u; \quad s = \alpha c_u$$

La capacità portante ammissibile viene calcolata applicando la seguente relazione:

$$Q_{amm} = (Q_{max} / FS) - Wc$$

dove:

- Q_{max} è la portata limite del palo
- FS = coefficiente di sicurezza
- Wc = peso del palo.

1819



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

4.1.2 Modello per la valutazione dei cedimenti

Una valutazione di massima dei cedimenti del palo singolo è stata effettuata secondo la teoria dell'elasticità, utilizzando le soluzioni proposte da POULOS e DAVIS (1980); il cedimento risulta pertanto definito dall'espressione:

$$w = Q_{es} / (E \cdot L) \cdot I_w$$

dove:

- Q_{es} carico di esercizio del palo
- E modulo di elasticità del terreno
- L lunghezza del palo

I_w è un coefficiente che dipende dalla geometria del problema.

Per quanto riguarda il cedimento di un gruppo di pali, può essere analizzato con varie teorie, comunque il principio è che si generano delle interferenze mutue tra i pali, infatti gli spostamenti verticali di un palo non dipendono solo dal carico ad esso direttamente applicato, ma anche dai carichi applicati ai pali circostanti, con i quali ogni palo interagisce attraverso il campo di deformazioni indotte nel terreno. Un'espressione semplice che consente un'approssimazione accettabile è quella di considerare un gruppo di pali costituito da tante coppie, cioè ciascun palo interagisce singolarmente con gli altri. Con questa semplificazione, il cedimento del palo i -esimo costituente il gruppo è dato da:

$$w_i = \sum_{j=1}^n w_{1,i} Q_j \alpha_{ij}$$

dove

$$w_1 = I_w / (E \cdot L);$$

Q_j è il carico sul palo j -iesimo ed α_{ij} coefficiente di interazione tra i pali i e j , e risulta funzione delle stesse grandezze delle quali è funzione I_w oltre che del rapporto i/d .

4.3 Verifiche di capacità portante

1.3.1 Edifici fondati su pali

Ai sensi del punto 5.4.7.4 dell'OPCM e' stata effettuata la verifica dei pali di fondazione. In particolare e' stata valutata la sicurezza della relativa capacità portante facendo riferimento ai valori di carico limite (verticale ed orizzontale) specificati ai punti precedenti della

PER COPIA CONFORME
 IL DIRIGENTE
 ING. ANTONIO CAMPORA

1812



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVALLO - RIONE TRAIANO

presente relazione. Si e' adottato, ai fini della verifica della capacita' portante un coefficiente di sicurezza globale $FS = 1,7$. Dall'analisi di verifica effettuata per tutti gli elementi strutturali in questione, risultano mobilitate sollecitazioni massime minori rispetto ai valori limiti imposte dalla norma.

Infatti, tenendo conto delle sollecitazioni trasmesse ai pali di fondazione dalla sovrastruttura si e' verificato che e' sempre soddisfatta la seguente condizione di sicurezza:

$$R_{max} \leq \frac{Q_{lim}}{FS}$$

La suddetta relazione e' stata verificata sia per i carichi orizzontali che verticali. In particolare il valore di R_{max} , corrispondente al massimo sforzo normale e di taglio, e' stato valutato facendo riferimento all'involuppo delle combinazioni relative allo stato limite ultimo (SLU). Detto SL comprende i carichi gravitazionali e quelli sismici.

In definitiva, conseguentemente a quanto succitato ed in funzione a quanto viene riportato nella relazione geologica-geotecnica, si ritiene il sistema fondale di tipo diretto, idoneo a trasmettere i carichi delle sovrastrutture sul terreno ricavando.

1813



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVALLO - RIONE TRAIANO

Metodi di Terzaghi e Terzaghi modificato Meardi: $c = 0$ e $0 > \varphi > 0$				
Portata Limite Totale [Q_{lim}]	$Q_{lim} = Q_b + Q_s - W_p$			
	<i>Terzaghi</i>	<i>Terzaghi mod. Meardi</i>		
Portata Limite di Base e/o di Punta [Q_b]	$Q_b = \gamma \times L \times N_q \times A_b$	$Q_b = \gamma \times L \times N_q \times A_b$		
Portata Limite laterale [Q_s]	$Q_s = \pi \times d \times L \times f_o$	$Q_s = \pi \times d \times L \times \gamma_c \times h_m \times \tan \varphi$		
Peso proprio del palo [W_p]	$W_p = A_b \times L \times \gamma_c$	$W_p = A_b \times L \times \gamma_c$		
PARAMETRI DEL TERRENO				
Peso di volume naturale - [γ]	1.600		t/m ³	
Peso di volume asciutto - [γ_d]			t/m ³	
Peso di volume saturo - [γ_{sat}]			t/m ³	
Angolo di attrito - [φ]	38.000	gradi	0.663	radianti
GEOMETRIA PALO				
Diametro - [d]	0.400		m.	
Lunghezza - [L]	10.000		m.	
PORTATA DI BASE				
Superficie di base - [A_b]	0.126		m ²	
Fattore di capacità portante - [N_q] -Terzaghi	42.000			
Fattore di capacità portante - [N_q] -mod. Meardi	40.000			
Portata Limite di Base [Q_b]	84.403	t.	80.384	t.
PORTATA LATERALE				
Resistenza allo scorrimento - [f_o]	3.692			
Profondità mezzeria - [h_m]	5.000			
Portata Limite laterale [Q_s]	46.374	t.	122.577	t.
PESO PROPRIO PALO				
Peso di volume calcestruzzo - [γ_c]	2.500		t/m ³	
Peso proprio del palo [W_p]	3.140	t.		
Portata Limite Totale [Q_{lim}]	127.637	t.	199.821	t.
Coefficiente di sicurezza [η]		1.700		
Portata di esercizio [Q_{es}]	75.081	t.	117.542	t.
Media dei valori [Q_{es}]	96.311	t.		

PER COPIA CONFORME
 IL DIRETTORE
 ING. ANTONIO CAMPORA

1814



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

Metodi di Terzaghi e Terzaghi modificato Meardi: $c = 0$ e $0 > \varphi > 0$				
Portata Limite Totale [Q_{lim}]	$Q_{lim} = Q_b + Q_s - W_p$			
	<i>Terzaghi</i>	<i>Terzaghi mod. Meardi</i>		
Portata Limite di Base e/o di Punta [Q_b]	$Q_b = \gamma \times L \times N_q \times A_b$	$Q_b = \gamma \times L \times N_q \times A_b$		
Portata Limite laterale [Q_s]	$Q_s = \pi \times d \times L \times f_o$	$Q_s = \pi \times d \times L \times \gamma_c \times h_m \times \tan \varphi$		
Peso proprio del palo [W_p]	$W_p = A_b \times L \times \gamma_c$	$W_p = A_b \times L \times \gamma_c$		
PARAMETRI DEL TERRENO				
Peso di volume naturale - [γ]	1.600		t/m^3	
Peso di volume asciutto - [γ_d]			t/m^3	
Peso di volume saturo - [γ_{sat}]			t/m^3	
Angolo di attrito - [φ]	38.000	gradi	0.663	radianti
GEOMETRIA PALO				
Diametro - [d]	0.400		m.	
Lunghezza - [L]	15.000		m.	
PORTATA DI BASE				
Superficie di base - [A_b]	0.126		m^2	
Fattore di capacità portante - [N_q] -Terzaghi	42.000			
Fattore di capacità portante - [N_q] -mod. Meardi	40.000			
Portata Limite di Base [Q_b]	126.605	t.	120.576	t.
PORTATA LATERALE				
Resistenza allo scorrimento - [f_o]	3.692			
Profondità mezzeria - [h_m]	7.500			
Portata Limite laterale [Q_s]	69.561	t.	275.798	t.
PESO PROPRIO PALO				
Peso di volume calcestruzzo - [γ_c]	2.500		t/m^3	
Peso proprio del palo [W_p]	4.710	t.		
Portata Limite Totale [Q_{lim}]	191.456	t.	391.664	t.
Coefficiente di sicurezza [η]		1.700		
Portata di esercizio [Q_{es}]	112.621	t.	230.391	t.
Media dei valori [Q_{es}]	171.506	t.		

1815



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVALLO - RIONE TRAIANO

Metodi di Terzaghi e Terzaghi modificato Meardi: $c = 0$ e $0 > \varphi > 0$				
Portata Limite Totale [Q_{lim}]	$Q_{lim} = Q_b + Q_s - W_p$			
	<i>Terzaghi</i>		<i>Terzaghi mod. Meardi</i>	
Portata Limite di Base e/o di Punta [Q_b]	$Q_b = \gamma \times L \times N_q \times A_b$		$Q_b = \gamma \times L \times N_q \times A_b$	
Portata Limite laterale [Q_s]	$Q_s = \pi \times d \times L \times f_o$		$Q_s = \pi \times d \times L \times \gamma_c \times h_m \times \tan \varphi$	
Peso proprio del palo [W_p]	$W_p = A_b \times L \times \gamma_c$		$W_p = A_b \times L \times \gamma_c$	
PARAMETRI DEL TERRENO				
Peso di volume naturale - [γ]	1.600		t/m^3	
Peso di volume asciutto - [γ_d]			t/m^3	
Peso di volume saturo - [γ_{sat}]			t/m^3	
Angolo di attrito - [φ]	38.000	gradi	0.663	radianti
GEOMETRIA PALO				
Diametro - [d]	0.500		m.	
Lunghezza - [L]	10.000		m.	
PORTATA DI BASE				
Superficie di base - [A_b]	0.196		m^2	
Fattore di capacità portante - [N_q] -Terzaghi	42.000			
Fattore di capacità portante - [N_q] -mod. Meardi	40.000			
Portata Limite di Base [Q_b]	131.880	t.	125.600	t.
PORTATA LATERALE				
Resistenza allo scorrimento - [f_o]	3.692			
Profondità mezzeria - [h_m]	5.000			
Portata Limite laterale [Q_s]	57.967	t.	153.221	t.
PESO PROPRIO PALO				
Peso di volume calcestruzzo - [γ_c]	2.500		t/m^3	
Peso proprio del palo [W_p]	4.906	t.		
Portata Limite Totale [Q_{lim}]	184.941	t.	273.915	t.
Coefficiente di sicurezza [η]		1.700		
Portata di esercizio [Q_{es}]	108.789	t.	161.126	t.
Media dei valori [Q_{es}]	134.958	t.		

1816



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVALLO - RIONE TRAIANO

Metodi di Terzaghi e Terzaghi modificato Meardi: $c = 0$ e $0 > \varphi > 0$				
Portata Limite Totale [Q_{lim}]	$Q_{lim} = Q_b + Q_s - W_p$			
	<i>Terzaghi</i>	<i>Terzaghi mod. Meardi</i>		
Portata Limite di Base e/o di Punta [Q_b]	$Q_b = \gamma \times L \times N_q \times A_b$	$Q_b = \gamma \times L \times N_q \times A_b$		
Portata Limite laterale [Q_s]	$Q_s = \pi \times d \times L \times f_0$	$Q_s = \pi \times d \times L \times \gamma_c \times h_m \times \tan \varphi$		
Peso proprio del palo [W_p]	$W_p = A_b \times L \times \gamma_c$	$W_p = A_b \times L \times \gamma_c$		
PARAMETRI DEL TERRENO				
Peso di volume naturale - [γ]	1.600		t/m ³	
Peso di volume asciutto - [γ_d]			t/m ³	
Peso di volume saturo - [γ_{sat}]			t/m ³	
Angolo di attrito - [φ]	38.000	gradi	0.663	radianti
GEOMETRIA PALO				
Diametro - [d]	0.500		m.	
Lunghezza - [L]	15.000		m.	
PORTATA DI BASE				
Superficie di base - [A_b]	0.196		m ²	
Fattore di capacità portante - [N_q] -Terzaghi	42.000			
Fattore di capacità portante - [N_q] -mod. Meardi	40.000			
Portata Limite di Base [Q_b]	197.820	t.	188.400	t.
PORTATA LATERALE				
Resistenza allo scorrimento - [f_0]	3.692			
Profondità mezzeria - [h_m]	7.500			
Portata Limite laterale [Q_s]	86.951	t.	344.747	t.
PESO PROPRIO PALO				
Peso di volume calcestruzzo - [γ_c]	2.500		t/m ³	
Peso proprio del palo [W_p]	7.359	t.		
Portata Limite Totale [Q_{lim}]	277.412	t.	525.788	t.
Coefficiente di sicurezza [η]		1.700		
Portata di esercizio [Q_{es}]	163.183	t.	309.287	t.
Media dei valori [Q_{es}]	236.235	t.		

1814



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVALLO - RIONE TRAIANO

4.5 Fondazione diretta

4.1.1 Modello per la valutazione della portanza limite del terreno

In tale paragrafo vengono condotte le analisi tese alla definizione della portanza limite del terreno per definire le caratteristiche geometriche degli elementi fondazionali previsti per i corpi di fabbrica (Edificio Asilo Nido PUBBLICO) su sistema fondazionale su trave rovescia. Infatti vista la tipologia della struttura in elevazione, i carichi trasmessi in fondazione ed in particolare i tipi di terreno che si possono incontrare, tale corpo di fabbrica è stato previsto fondato su graticcio di travi a T rovesce di altezza h=100 cm. e larghezza B=120 cm. con spessore di suola s=40 cm.

Per la definizione del carico limite sul terreno, questo è stato calcolato adottando la formula di TERZAGHI considerando l'ipotesi di rottura generale:

$$q_{lim} = \zeta_c N_c c + \zeta_q N_q D_f \gamma_1 + \zeta_\gamma N_\gamma b \gamma_2$$

dove:

ζ_c, ζ_q e ζ_γ rappresentano i vari coefficienti correttivi di forma

c evidenzia la coesione

D_f rappresenta la distanza del piano di posa delle fondazioni dall'ultimo piano di calpestio

b rappresenta semi-larghezza della base

N_c, N_q e N_γ sono i fattori adimensionali di capacità portante a rottura generale considerati ricavati, in condizione di $\phi=25^\circ$ riveduti e corretti in funzione di un fattore K per tener conto degli effetti dinamici sul terreno.

Inoltre, per tener conto del fatto che la portanza del terreno subisce un decremento per effetto di movimenti tellurici, è stato valutato tale effetto seguendo le indicazioni di SANO ed OKAMOTO, attraverso le quali tale effetto viene tenuto in conto applicando una riduzione dell'angolo d'attrito interno ϕ_k ricavato mediante la seguente relazione:

$$\phi_k = \phi - \arctg K/\sqrt{2}$$

assumendo $K=0,05$.

Ai sensi del punto 5.4.7.4 dell'OPCM e' stata effettuata la verifica della portanza del terreno adottando un coefficiente di sicurezza globale $FS= 2,0$. Dall'analisi di verifica effettuata per

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMFORA

1818



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

tutti gli elementi strutturali in questione, risultano mobilitate sollecitazioni massime minori rispetto ai valori limiti imposte dalla norma.

Infatti, tenendo conto delle sollecitazioni trasmesse ai pali di fondazione dalla sovrastruttura si e' verificato che e' sempre soddisfatta la seguente condizione di sicurezza:

$$\sigma_{t-max} \leq \frac{\sigma_{t-lim}}{FS}$$

CALCOLO DEL CARICO LIMITE

B =	1.50	[m]	φ =	32.00	[°]	ca =	0.00	
L =	1.50	[m]	δ =	0.00	[°]	γ =	14.00	[kN/m ³]
D =	1.00	[m]	β =	0.00	[°]	q _v =	0.00	[kN/m ²]
ecc.B =	0.00	[m]	η =	0.00	[°]	q _o =	0.00	[kN/m ²]
ecc.L =	0.00	[m]	c =	0.00	[kN/m ²]	FS =	2.00	

Meyerhof:		Vesic:		Hansen:		Terzaghi:	
Nq =	23.1768	Nq =	23.1768	Nq =	23.1768	Nq =	28.517
Nc =	35.4903	Nc =	35.4903	Nc =	35.4903	Nc =	44.036
Ng =	22.0225	Ng =	30.2147	Ng =	20.7864	Ng =	36.888

<i>Fattori di forma</i>		<i>Fattori di forma</i>		<i>Fattori di forma</i>		<i>Fattori di forma</i>	
sc =	1.65092	sc =	1.65305	sc =	1.65305	sc =	1.3
sq = sg =	1.32546	sq =	1.62487	sq =	1.62487	sg =	0.8
		sg =	0.6	sg =	0.6		

<i>Fattori di profondità</i>		<i>Fattori di profondità</i>		<i>Fattori di profondità</i>	
dc =	1.24054	dc =	1.26667	dc =	1.26667
dq = dg =	1.12027	dq =	1.5992	dq =	1.5992
		dg =	1	dg =	1

<i>Fattori d'inclinazione</i>		<i>Fattori d'inclinazione</i>		<i>Fattori d'inclinazione</i>	
ic = iq =	1	ic =	1	ic =	1
ig =	1	iq =	1	iq =	1
		ig =	1	ig =	1

PER COPIA CONFORME
 IL DIRIGENTE
 ING. ANTONIO CAMPORA

1819

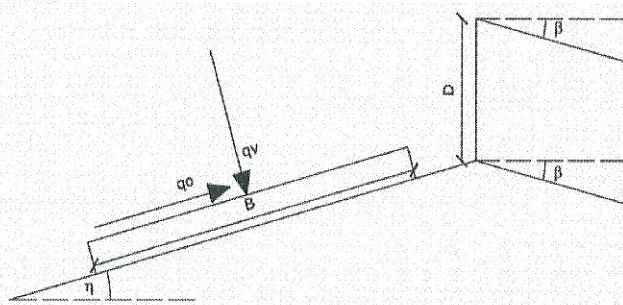
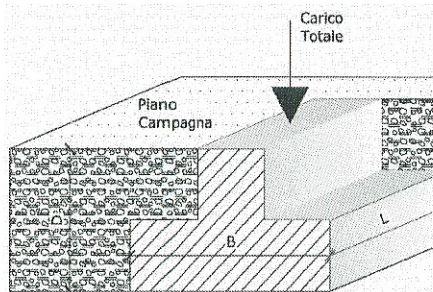


COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

Kp =	3.254588	<i>F. inclin. P. di posa</i>		<i>F. inclin. P. di posa</i>	
		bc =	1	bc =	1
		bq = bg =	1	bq =	1
				bg =	1

<i>F. d'inclin. Terreno</i>		<i>F. d'inclin. Terreno</i>	
gc =	1	gc =	1
gq = gg =	1	gq = gg =	1

<i>Capacità Portante:</i>		<i>Capacità Portante:</i>		<i>Capacità Portante:</i>		<i>Capacità Portante:</i>	
q_{ult} =	825.16	q_{ult} =	856.74	q_{ult} =	868.47	q_{ult} =	709.10 [kN/m ²]
q =	1856.61	q =	1927.66	q =	1954.07	q =	1595.47 [kN]
Q_{amm} =	412.58	Q_{amm} =	428.37	Q_{amm} =	434.24	Q_{amm} =	354.55 [kN/m ²]



PER COPIA CONFORME
 IL DIRIGENTE
 ING. ANTONIO CAPPORA

1820



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

CONCLUSIONI

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

1892



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

1. CONCLUSIONI

L'analisi strutturale è stata condotta con i metodi della Scienza delle Costruzioni, basate sull'ipotesi di elasticità lineare, le verifiche sono state condotte in campo non lineare utilizzando il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limiti" utilizzando un programma di calcolo all'elaboratore. Tale procedura di calcolo è stata effettuata avvalendosi come detto del SISMI-CAD, sistema di analisi strutturale che consente la progettazione di strutture in c.a. schematizzandole attraverso un modello matematico unico di telaio spaziale con elementi pareti e piastre su suolo elastico alla Winkler.

Si precisa altresì che il tutto è stato redatto nel pieno rispetto di quanto prescritto al CNR 10024/86 -Analisi di strutture mediante elaboratore-.

La verifica allo stato limite di danno è stata effettuata secondo quanto detto al punto 4.11.2. Nei tabulati di calcolo dei diversi edifici sono riportati i valori degli spostamenti relativi, secondo quanto descritto nell'Ordinanza. Come si desume dai tabulati, le verifiche afferenti gli spostamenti di interpiano sono soddisfatte considerando tamponamenti collegati rigidamente alla struttura, ad eccezione di pochissimi elementi in cui sono previsti tamponamenti collegati elasticamente alla struttura con vincoli per evitare il ribaltamento degli stessi.

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

1892



COMUNE DI NAPOLI
DIREZIONE CENTRALE VI
SERVIZIO PROGRAMMI DI RIQUALIFICAZIONE URBANA
PROGRAMMA DI RECUPERO URBANO - AMBITO DI SOCCAVO - RIONE TRAIANO

Le verifiche allo stato limite ultimo, a flessione, presso-flessione, taglio, sono state effettuate seguendo tanto i citati DM gennaio 96, quanto la sezione 5.4 dell'ordinanza e sono tutte verificate. Il dettaglio è riportato nei tabulati di calcolo.

Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo, corrispondono ai dati di progetto; i programmi di calcolo adottati, sono di riconosciuta affidabilità ed hanno fornito sollecitazioni compatibili con le con le tensioni di calcolo assunte per i materiali impiegati. Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento ed in fondazione, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti.

PER COPIA CONFORME
IL DIRIGENTE
ING. ANTONIO CAMPORA

