

COMUNE DI BOLOGNA

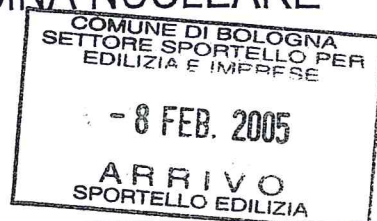
DATA E PROT CONSEGNA 27 GEN. 2004 N. 5816

AZIENDA U.S.L.
DI BOLOGNA

VERIFICA	VALIDAZIONE	APPROVAZIONE
DATA E PROT	DATA E PROT	DATA E PROT
PROGETTO VALIDATO 29 GEN. 2004 N. 62391		N° PROGR. 75

PROGETTO DI AMPLIAMENTO PAD. B PER TERZO ACCELERATORE LINEARE E MEDICINA NUCLEARE

PROGETTO ESECUTIVO



SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

N. Protocollo Ufficio Tecnico



Adanti S.p.A. Controllo Qualità
Distribuzione controllata
Revisione n. _____
Distribuita a: _____

COORDINATORE DEL PROGETTO

Ing. Claudia Reggiani

PROGETTO STRUTTURALE

Prof. Ing. Claudio Ceccoli

Ing. Daniele Biondi

PROPRIETA'

AZIENDA USL
DI BOLOGNA

DELEGATO CON DELIBERA

(Ing. Francesco Rainaldi)

PROGETTO ARCHITETTONICO

Dott. Arch. Gian Luca Brini (capogruppo)

Dott. Arch. Davide Turrini

COLLABORATORI:

Dott. Arch. Paolo Zanetti

Dott. Arch. Christian Capelli

Dott. Arch. Alberto Zecchini

Dott. Arch. Lorenzo Lenzi

Dott. Ing. Michele Pezzarini

VIA BARACCA 10
CASALECCHIO DI RENO
TEL. / FAX 051573099

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI

Ing. Pasquale Romio

P.I. Giovanni Bonfiglioli (collaboratore)

P.I. Carlo Giacometti (collaboratore)

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI

Ing. Laura Tommasini

P.I. Massimiliano Bortolotti (collaboratore)

P.I. Massimo Zanetti (collaboratore)

P.I. Antonio Spata (collaboratore)

COMMISSARIO STRAORDINARIO

Dott. Augusto Cavina

VALIDATORE INTERNO

Geom. Marco Montalti

COORDINATORE SICUREZZA FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE

Ing. Gaetano Mirto

RESPONSABILE PROCEDIMENTO

Ing. Francesco Rainaldi

RESIDIO:

OSPEDALE BELLARIA

DIREZIONE LAVORI

EDIFICIO:

PADIGLIONE B

CODICE EDIFICIO

OB. PAD. B

PIANO:

ADANTI S.P.A.
DIRETTORE TECNICO
(Ing. Leonardo Leonardi)

COLLABORATORI

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA
E DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
(VOLUME PRIMO)

CODICE PROGETTO TAV N.

PE

S

A

SOSTITUISCE IL N.

SOSTITUITO DAL N.

ARCHIVIO AUSL N.

DATA

OTTOBRE 2003

FILE

SCALA

AGGIORNAMENTI:

1

09/01/04

3

2

4

1. Premessa

L'edificio in oggetto, denominato "*Ampliamento Padiglione B*" è destinato a contenere al suo interno un acceleratore lineare, ambulatori ed uffici di medicina nucleare. Ovviamente l'elemento costruttivo di rilievo è costituito dalla presenza, fra il piano terra ed il piano I, di un vero e proprio bunker in calcestruzzo baritico con funzione di schermo per le radiazioni.

In particolare, l'edificio oggetto della presente relazione deve essere costruito a fianco della testata rivolta ad ovest dell'esistente Padiglione B, testata in corrispondenza della quale sono già in funzione due bunker esistenti.

Il progetto architettonico prevede, come mostrano gli elaborati grafici allegati, il bunker inserito all'interno di una palazzina a pianta rettangolare, con lati di circa 22.20 e 25.30 m.

In elevazione, oltre al piano corrispondente al livello denominato "*piano base*" (ingresso ed accettazione), sono previsti il piano terra (comprendente il bunker vero e proprio, ambulatori etc..., definito "*piano delle radioterapie*"), un piano primo ("*piano direzionale*"), i piani II e III destinati ad uffici ed ambulatori da lasciare per ora al grezzo, un sottotetto ed infine la copertura a quattro falde.

La superficie di ogni piano è di circa 540 m² per un complessivo di superficie utile coperta (escluso il coperto ma considerando il sottotetto in parte utilizzato per la disposizione degli impianti) pari a circa 3240 m² (3800 se si considera anche la copertura).

Sul fronte ovest è prevista una pensilina, che si spicca dal piano terra, costruita allo scopo di riparare l'area destinata all'arrivo delle ambulanze. Sul fronte est l'edificio è completamente staccato da quello esistente (in alcune parti il distacco è notevole) ad eccezione di un collegamento (largo quanto un corridoio) in corrispondenza del livello del piano terra (utilizzato per i degenti che dal Padiglione B debbono recarsi alle terapie del piano terra).

Nella breve relazione che segue verranno sinteticamente illustrate le principali caratteristiche dell' edificio, unitamente ai criteri di calcolo.

2. Tipologie strutturali

Poichè le maglie strutturali non sono regolari e tenuto conto della presenza particolare del bunker in c.a, facente parte integrante della struttura, si è ritenuto inevitabile far ricorso a strutture portanti in c.a gettate in opera.

Più precisamente, i solai e tutti i piani fuori terra, compreso il sottotetto e la copertura, sono realizzati con predalles con i travetti orientati secondo direzioni volta a volta ritenute più convenienti ai fini statici e tenuto conto dei fori e dei cavedi.

Le travi dei vari piani sono travi in spessore ad eccezione delle travi ricalate lungo il contorno e destinate a reggere anche il peso dei tamponamenti.

Le strutture portanti verticali sono costituite da pilastri in c.a. con dimensione pressochè costante dalla base alla copertura. Il controventamento del fabbricato, che come si vedrà è idoneo a reggere anche azioni sismiche di III categoria, è affidato a setti e strutture di controventamento in parte ricavate delimitando ascensori e vani scala con pareti in c.a, in parte realizzando "ad hoc" pareti di controventamento "nascoste" all'interno di tamponamenti ciechi o debolmente forati. Anche il bunker inevitabilmente ha una funzione strutturale; quindi non porta solo se stesso ma anche il carico dei solai ad esso afferenti e il peso di vari pilastri che si spiccano dal piano I al sottotetto e alla copertura.

Va ricordato che il bunker è una "scatola" inserita fra il piano terra e il primo; tale scatola, con apposite pareti comprese fra il piano base e il piano terra, appoggia su idonee fondazioni.

Come si vedrà meglio in seguito, le caratteristiche dei terreni di fondazione sono buone e si è optato per la scelta di una fondazione superficiale a platea ad eccezione della zona

bunker e delle porzioni interessate dallo spiccato dei nuclei di controventamento in c.a.. In corrispondenza della zona bunker i carichi sono elevatissimi e, pur essendo sufficiente una fondazione superficiale a platea, si è ritenuto utile, ai fini della limitazione dei cedimenti e delle interferenze con l'edificio esistente, aggiungere sotto le pareti dello stesso bunker 13 pali trivellati di grande diametro (ϕ 1200) che si incastrano con la punta, a circa 8 metri di profondità, su uno strato di terreno con consistenza litoide. Per le ragioni che verranno esposte nel capitolo dedicato alle opere di fondazione, pali trivellati ϕ 1000 della medesima lunghezza sono previsti altresì in corrispondenza dei nuclei di controventamento.

Per i motivi che saranno in seguito esposti, la platea della zona bunker sarà giuntata dalla platea delle restanti parti dell'edificio sino a costruzione ultimata.

Ad assestamento avvenuto delle fondazioni sarà possibile chiudere il giunto provvisorio di costruzione.

3. Prestazioni della struttura

In quanto segue può essere utile evidenziare sia per le varie parti strutturali, sia per la struttura nel suo insieme quali sono le principali prestazioni previste e richieste.

3.1. Solai

Come è già stato accennato i solai sono sostanzialmente costituiti da predalles di calcestruzzo con travetti e soletta superiore, di non meno di 5 cm di spessore gettata in opera. Gli spessori ai vari piani sono di 30 cm, la snellezza, con riferimento alla luce massima di calcolo di circa 7.20 m, è pari a $p=1/24$. Tale snellezza, relativamente limitata, unitamente alla continuità strutturale dei solai in corrispondenza delle travi e/o pareti d'appoggio, assicura frecce limitate sia istantanee, sia differite.

I solai sono stati dimensionati per le seguenti prestazioni:

- carico accidentale utile: 4.00 kN / m^2 ,
- resistenza al fuoco: 90 min,
- frecce massime istantanee: $L / 1500$,
- azione massima concentrata (ripartita in $10 \times 10 \text{ cm}^2$): 10 kN.

Nel seguito si riporta l' analisi completa dei carichi per i solai del fabbricato in oggetto.

a- per il piano tipo

- | | | |
|----|---|---|
| 1- | peso proprio dei solai in opera: | 3.50 kN / m^2 , |
| 2- | pavimento e sottofondo: | 2.00 kN / m^2 , |
| 3- | controsoffitto ed impianti: | 0.50 kN / m^2 , |
| 4- | tramezzi: | 1.00 kN / m^2 , |
| | | ----- |
| 5- | totale propri e permanenti: | 7.00 kN / m^2 , |
| 6- | carico variabile: | 4.00 kN / m^2 , |
| | | ----- |
| 7- | totale propri, permanenti e variabili: | 11.00 kN / m^2. |

b- per il piano sottotetto

- | | | |
|----|---|---|
| 1- | peso proprio dei solai in opera: | 3.00 kN / m^2 , |
| 2- | pavimento e sottofondo: | 2.00 kN / m^2 , |
| | | ----- |
| 5- | totale propri e permanenti: | 5.00 kN / m^2 , |
| 6- | carico variabile: | 5.00 kN / m^2 , |
| | | ----- |
| 7- | totale propri, permanenti e variabili: | 10.00 kN / m^2. |

Si osservi infine che, per il piano secondo, al fine di tenere conto della necessità di fare transitare apparecchiature di peso rilevante, per il solo dimensionamento del solaio, si è tenuto conto di un valore del carico variabile pari a 8.00 kN/m^2 ; per cui l'analisi dei carichi per il solo solaio del piano secondo diviene la seguente:

c- per il solaio del piano secondo

1-	peso proprio dei solai in opera:	3.50 kN / m^2 ,
2-	pavimento e sottofondo:	2.00 kN / m^2 ,
3-	controsoffitto ed impianti:	0.70 kN / m^2 ,
4-	tramezzi:	0.80 kN / m^2 ,

5-	totale propri e permanenti:	7.00 kN / m^2 ,
6-	carico variabile:	8.00 kN / m^2 ,

7-	totale propri, permanenti e variabili:	15.00 kN / m^2.

Il dimensionamento di travi e pilastri viene invece sempre condotto, anche per il solaio del piano secondo, con riferimento ad un valore del carico variabile pari a 4.00 kN / m^2 .

Nelle zone con solai di luce superiore a 4.00 m , sono previsti idonei rompitratta.

La resistenza del calcestruzzo dei solai è pari a 35 N/mm^2 , con dimensioni degli inerti e lavorabilità idonei alle particolari dimensioni dei getti e delle armature.

S' intende che, in alcune zone con luce dei solai molto contenute o con particolari conformazioni dei fori, si è fatto ricorso a solette piene con prestazioni analoghe a quelle sopra citate.

3.2. Travi

Le travi, come è già stato accennato, sono tutte in spessore ad eccezione delle travi di bordo; queste ultime sono ricalate (spessori dell'ordine di 60 cm) al fine di avere una adeguata rigidità nei confronti dei tamponamenti che sono destinate a portare.

Anche per le travi, mediante l'adozione di opportuni copriferri, viene garantita la resistenza al fuoco di 90 min.

Per limitare le deformazioni delle travi, in particolare quelle differite, e limitare anche le sollecitazioni del calcestruzzo si è fatto ricorso a non trascurabili percentuali di armature compresse, s'intende dove necessario. Le armature compresse sono adeguatamente staffate.

Anche se non necessario, le sollecitazioni di taglio sono assorbite interamente dalle armature, secondo la consueta regola del reticolo isostatico.

I pilastri hanno dimensioni adeguate per rendere inesistenti i problemi di punzonamento.

Tuttavia particolari armature aggiuntive trasversali sono previste in corrispondenza degli appoggi delle travi in spessore sui pilastri.

Per quanto riguarda la resistenza del calcestruzzo delle travi, essa dovrà essere superiore o uguale a 35 N/mm^2 , con $S = 4$.

3.3. Pilastri

I pilastri sono sostanzialmente destinati a portare i carichi verticali, poichè le strutture di controventamento (nuclei ascensori, vani scale, setti e bunker) sono molto rigide e sottraggono ai telai (con le travi in spessore di solaio) la quasi totalità delle azioni orizzontali. Pertanto i pilastri sono praticamente "pendolari" e soggetti, oltre che a sforzo normale, a momenti flettenti parassiti, di modesta entità, conseguenza della collaborazione con le travi in spessore.

Anche per i pilastri, con generoso ricoprimento delle armature, è prevista la resistenza al fuoco di 90 min.

L'entità dei massimi sforzi normali sui pilastri in corrispondenza dello spiccato delle fondazioni è di circa 1600 KN, comprensivo del massimo carico di esercizio utile su

tutti i solai. I pilastri meno caricati hanno uno sforzo normale di circa 900 kN, sempre comprensivo della totalità del sovraccarico su tutti i piani.

Sui valori dianzi riportati, il sovraccarico incide all'incirca per il 30% e ciò significa che il carico sulle colonne per soli carichi permanenti varia da 600 a 1120 kN circa, con tensioni medie di esercizio sulle colonne non superiori a 5 N/mm² (tenendo debito conto delle armature compresse).

Per quanto riguarda il calcestruzzo dei pilastri, dovrà avere resistenza non inferiore a 35 N/mm² e $S = 4$.

3.4. Setti e strutture di controventamento

I setti e le strutture di controventamento sono costituite dall'assemblaggio di pareti in c.a di spessore costante dello spiccatto delle fondazioni alla copertura è pari a 20 cm.

Essi sono dimensionati per resistere all'azione sismica per aree di III categoria, secondo quanto disposto dalla recente ordinanza (si veda più oltre il paragrafo ai criteri di calcolo).

Per i setti di controventamento è stata prevista armatura diffusa e ganci (altrettanto diffusi) al fine di assicurare la stabilità delle armature verticali compresse.

I setti e le strutture di controventamento si incastrano nella platea di fondazione di 1 metro di spessore.

3.5. Bunker

Le dimensioni delle pareti del bunker sono state definite dagli esperti dell'Azienda U.S.L. E' previsto, sia per le pareti verticali (con spessori di 1.00 m circa) sia per i solettoni del piano terra (calpestio) e del primo piano (copertura del locale con l'acceleratore) - con spessori di 1.30 metri ed oltre - l'impiego di calcestruzzo baritico con $\gamma \geq 3.30 \text{ t/m}^3$, pari a 33 kN/m³. I calcoli della struttura sono stati svolti con $\gamma =$

35 kN/m³ per tener debito conto della presenza delle armature diffuse all'interno e in prossimità delle superfici delle pareti.

Pareti e solettoni del bunker non devono fessurare e pertanto i criteri di progettazione, calcolo ed esecuzione sono finalizzati a questo risultato. Data l'importanza dell'argomento, un paragrafo specifico è stato dedicato alla illustrazione di tali problematiche.

La resistenza del calcestruzzo dovrà essere superiore od uguale a 35 N/mm² con S = 4. Dovrà essere limitato il ritiro così come illustrato nel paragrafo dedicato al bunker.

3.6. Annotazioni sulla copertura

La copertura dell'edificio merita qualche nota di chiarimento. Non è infatti del tutto tradizionale.

Per ragioni impiantistiche, nella parte centrale del sottotetto è stata prevista la collocazione di macchinari per gli impianti di trattamento dell'aria.

La necessità di poter accedere a tali zone per montare e smontare i macchinari ha portato i progettisti architettonici a richiedere per la copertura una parte centrale smontabile, sì da consentire il passaggio delle macchine da collocare o asportare dal sottotetto.

Per tale motivo la copertura a quattro falde (tipo piramide) è stata concepita nel seguente modo: le quattro falde si appoggiano sulle pareti di bordo e su quattro travi (in parte in c.a ed in parte di acciaio) poste nell'altezza del sottotetto e tali da delimitare la parte centrale (a pianta pressochè quadrata) destinata ad ospitare gli impianti. La copertura sopra la zona degli impianti è realizzata con travi principali (poste secondo le diagonali) e secondarie del tipo HE e/o IPE e lamiera grecata coibentata. Un settore di tale copertura è smontabile più precisamente si possono smontare i pannelli di copertura in lamiera grecata e le travi secondarie.

4. Criteri di calcolo delle strutture del fabbricato

Come più volte ricordato, l'edificio è stato progettato per resistere ad azioni sismiche proprie di aree di III categoria.

E' evidente che i criteri di calcolo delle azioni sismiche hanno particolare peso e rilevanza nella progettazione, mentre è appena il caso di fare qualche riferimento ai criteri di calcolo "*tradizionali*" nei confronti dei carichi permanenti e variabili.

Proprio a proposito dei criteri di calcolo tradizionali sarà sufficiente ricordare che, date le caratteristiche dell'edificio, già descritte in precedenza, ed in particolare tenuto conto della snellezza delle travi in spessore, ha sostanzialmente rilevanza lo stato limite di esercizio nei confronti della limitazione delle frecce e deformazioni delle strutture.

Per quanto riguarda, invece, i criteri di calcolo nei confronti delle azioni sismiche, osservazioni e chiarimenti di dettaglio possono tornare utili.

Come è possibile evincere dalla lettura della nota esplicativa dell'ormai ben nota Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003 (G.U. dell'8.5.2003) per l'importanza dell'opera, per essere l'edificio di pubblica utilità e per la "*pericolosità*" delle attrezzature contenute al livello delle radiologie, si è ritenuto senz'altro opportuno progettare l'edificio nel rispetto completo della Ordinanza medesima.

Infatti, l'Ordinanza rispetto alla normativa sismica vigente, introduce l'importante concetto dello "Stato Limite di Danno" (S.L.D). Nel caso in esame si richiede che per "*terremoti frequenti*" le strutture, i componenti architettonici e gli impianti non devono subire danni. In altri termini i citati terremoti non devono in alcun modo creare danni tali da richiedere interruzioni di attività.

Sempre nella citata Ordinanza, la zona di Bologna è classificata come zona di III categoria con P.G.A. (accelerazione di picco del terreno) pari a 0.15 g (per le valutazioni degli stati limite ultimi). L'analisi attenta dell'ordinanza mostra che la

situazione di calcolo più limitativa, ovvero più gravosa per la struttura, è lo stato limite di danno.

E' per tale ragione, vista anche la tipologia strutturale, che la prima e principale verifica delle strutture in presenza di azione sismica è stata svolta per lo stato limite di danno (S.L.D.).

In dettaglio, si è fatto riferimento ai seguenti dati di base:

- accelerazione orizzontale massima: $a_g = 0.15 \text{ g}$ (III cat);
- suolo di fondazione: categoria C;
- spettro di risposta elastico con: $\eta = 0.8$;
- coefficiente di importanza proprio della categoria del fabbricato: $I = 1.4$,
- coefficiente ϕ : 0.5,
- coefficiente ψ_{2i} : 0.6.

L' analisi per lo S.L.D. è stata svolta mediante la consueta tecnica dell' analisi modale basata sull' uso dello spettro di risposta elastico, dividendo le ordinate per 2.50.

Tutte le strutture sono state dimensionate ed armate in modo tale da avere sollecitazioni di compressione nel calcestruzzo inferiori a $0.80 f_{cd}$ e, ciò che più conta, sollecitazioni nelle armature inferiori a $0.80 f_{yk}$, ciò che assicura fessurazioni limitate. Ovviamente, anche gli spostamenti orizzontali sono risultati contenuti entro i limiti imposti dall' ordinanza.

Tenuto conto che l' edificio nel suo insieme ha una elevata rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (periodo fondamentale di 0.3 s) nella situazione di S.L.D. l' accelerazione orizzontale massima della struttura è pari a circa:

$$a_{\max} = a_g \times S_x \times \eta \times 2.50 \times I / 2.50 = 0.15 \times g \times 1.25 \times 0.80 \times 2.5 \times 1.4 / 2.5 = 0.21 \text{ g}$$

5. Riepilogo dei calcoli svolti e dei risultati ottenuti

Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi strutturali è stato condotto per via numerica, mediante l'elaborazione di un modello agli elementi finiti.

Al fine di elaborare il citato modello di calcolo è stato utilizzato il programma "ALGOR SUPERSAP" prodotto da ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS INC., Pittsburgh, USA.

Sono stati valutati gli effetti delle combinazioni di carico riepilogate nel seguito.

N.	TIPO	SIGLA	CARICHI AGENTI
1	SLU	SLU1	$1.40G_{gk} + 1.40G_{sk} + 1.50Q_{sk} + 1.05Q_{nk} + 1.40G_k + 1.05Q_k$
2	SLU	SLU2	$1.40G_{gk} + 1.40G_{sk} + 1.05Q_{sk} + 1.50Q_{nk} + 1.40G_k + 1.05Q_k$
3	SLU	SLU3	$1.40G_{gk} + 1.40G_{sk} + 1.05Q_{sk} + 1.05Q_{nk} + 1.40G_k + 1.50Q_k$
4	SLU	SLU4	$1.00G_{gk} + 1.00G_{sk} + 0.30Q_{sk} + 0.35Q_{nk} + 1.00G_k + 0.30Q_k +$ $1.40S_X + 0.42S_Y$
5	SLU	SLU5	$1.00G_{gk} + 1.00G_{sk} + 0.30Q_{sk} + 0.35Q_{nk} + 1.00G_k + 0.30Q_k$ $1.40S_{-X} + 0.42S_Y$
6	SLU	SLU6	$1.00G_{gk} + 1.00G_{sk} + 0.30Q_{sk} + 0.35Q_{nk} + 1.00G_k + 0.30Q_k$ $1.40S_X + 0.42S_{-Y}$
7	SLU	SLU7	$1.00G_{gk} + 1.00G_{sk} + 0.30Q_{sk} + 0.35Q_{nk} + 1.00G_k + 0.30Q_k$ $1.40S_{-X} + 0.42S_{-Y}$
8	SLU	SLU8	$1.00G_{gk} + 1.00G_{sk} + 0.30Q_{sk} + 0.35Q_{nk} + 1.00G_k + 0.30Q_k$ $0.42S_X + 0.42S_Y$
9	SLU	SLU9	$1.00G_{gk} + 1.00G_{sk} + 0.30Q_{sk} + 0.35Q_{nk} + 1.00G_k + 0.30Q_k$ $0.42S_X + 1.40S_{-Y}$
10	SLU	SLU10	$1.00G_{gk} + 1.00G_{sk} + 0.30Q_{sk} + 0.35Q_{nk} + 1.00G_k + 0.30Q_k$ $0.42S_{-X} + 1.40S_Y$
11	SLU	SLU11	$1.00G_{gk} + 1.00G_{sk} + 0.30Q_{sk} + 0.35Q_{nk} + 1.00G_k + 0.30Q_k$ $0.42S_{-X} + 1.40S_{-Y}$

12	SLD	SLD12	$1.40S_X + 0.42S_Y$
13	SLD	SLD13	$1.40S_X + 0.42S_Y$
14	SLD	SLD14	$0.42S_X + 1.40S_Y$
15	SLD	SLD15	$0.42S_X + 1.40S_Y$

Ove il significato dei simboli è il seguente:

G_{gk} = peso proprio della struttura,

G_{sk} = carichi permanenti sui solai e sulle coperture,

Q_{sk} = carichi accidentali sui solai e sulle coperture,

Q_{nk} = neve

G_k = altri carichi permanenti (quali tamponamenti e simili),

Q_k = variabile generico (accidentale sul solettone),

S_X = sisma diretto in direzione X del riferimento generale (si vedano le figure allegare),

S_Y = sisma diretto in direzione Y del riferimento generale (si vedano le figure allegare).

Nello sviluppo dei calcoli sono stati considerati 15 "modi di vibrare".

Nelle figure seguenti si riportano:

- a- le caratteristiche generali del modello numerico adottato;
- b- le deformate modali per i primi tre modi di vibrare;
- c- le configurazioni deformate per le combinazioni di carico SLU1-SLU11;
- d- gli spostamenti nodali per le combinazioni di carico SLD 12, SLD 13, SLD 14, SLD 15;
- e- l'andamento delle pressioni di contatto fondazione-terreno per la combinazione di carico SLU1;
- f- i carichi assiali sui pali di fondazione per le combinazioni di carico SLU1 e SLU11;
- g- i carichi assiali sui pilastri per la combinazione di carico SLU1;

- h- i diagrammi dei momenti flettenti per le travi dei diversi impalcati;
- i- i carichi assiali per le travi di copertura;
- j- i diagrammi delle tensioni verticali nelle pareti in c.a. per le combinazioni di carico SLU1 – SLU11;
- k- i diagrammi delle sollecitazioni flessionali nella platea di fondazione per le combinazioni di carico SLU1 – SLU11 e le verifiche allo stato limite ultimo;
- l- le verifiche allo stato limite ultimo per le pareti in c.a.;
- m- le armature di pareti e bunker.