



**VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEGLI
EDIFICI DEL COMPLESSO OSPEDALIERO
S. GIOVANNI DI DIO IN C.da CONSOLIDA
AD AGRIGENTO**

**ADEGUAMENTO SISMICO D.M. 14/01/2008
LOTTO 1**



**PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI
DEL BLOCCO DIAGNOSI E TERAPIE**

(Progetto riformulato a seguito del parere del C.S.LL.PP. 54/2012 del 09/10/2012)

*Parere positivo di fattibilità L.64/74 per adeguamento sismico secondo D.M. 14/01/2008 rilasciato
dall'Ufficio del Genio Civile di Agrigento, prot. n. 190411 del 30/05/2013*

TAVOLA		ELABORATO	
SGH-S1-2-3		RELAZIONE GEOTECNICA	
Committente Azienda Sanitaria Provinciale di Agrigento (ASP1) Il Direttore Generale		Impresa	Progetto Prof. Ing. Giuseppe Giambanco <i>Consulente dell'Assessorato per la Sanità della Regione Siciliana</i> Collaboratori Ing. Domenico Anello Ing. Valentina Messina
Data Gennaio 2012	Aggiornamento Dicembre 2012 Aprile 2013		

INDICE

1. PREMESSA

2. TERRENI

2.1 Cenni Di Geologia E Geotecnica

2.2 Stratigrafia

2.3 Caratterizzazione Fisico-meccanica

3. VERIFICHE GEOTECNICHE

4. CONCLUSIONI

1. PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del progetto di consolidamento strutturale del complesso ospedaliero S. Giovanni di Dio di Agrigento, affidato allo scrivente nell'anno 2011. Gli interventi di consolidamento riguarderanno in particolare i pilastri 31 e 33 del piano cantinato dell'edificio 7 (intervento locale di risanamento), appartenente al blocco degenze, e i corpi scala-ascensore degli edifici del blocco diagnosi e terapie (adeguamento sismico).

L'individuazione degli elementi strutturali su cui intervenire è avvenuta nell'ambito dell'incarico di valutazione della sicurezza della struttura del complesso ospedaliero affidato nel 2010 al Prof. Ing. Mauro Dolce (ordinario di Tecnica delle Costruzioni) e al Prof. Ing. Giuseppe Giambanco (ordinario di Scienza delle Costruzioni), il primo in qualità di Direttore dell'Ufficio Valutazione, Prevenzione e Mitigazione del Rischio Sismico del Dipartimento della Protezione Civile e il secondo in qualità di Consulente dell'Assessorato per la Sanità della Regione Siciliana.

Il progetto di adeguamento sismico dei corpi del blocco diagnosi e terapia ha imposto la definizione di un modello strutturale che rispecchiasse la configurazione attuale degli edifici, nella geometria, nella caratteristiche meccaniche degli elementi che la compongono e nelle azioni agenti su di essa.

Nel maggio 2013 l'ASP 1 di Agrigento, in qualità di committente, ha deciso per questioni di urgenza di suddividere i lavori in due fasi temporali. La prima fase, a cui il presente progetto esecutivo si riferisce, riguarderà i lavori di adeguamento di un primo lotto costituito dal solo corpo C. In una seconda fase si procederà ai lavori sul secondo lotto costituito dai corpi A, B e D, oggetto di adeguamento sismico, e dall'edificio 7, all'interno del quale si interverrà per il risanamento locale di alcuni pilastri in c.a. siti al piano cantinato.

Nei paragrafi successivi si farà comunque riferimento alle verifiche sui vani scala-ascensore di tutti i corpi del blocco diagnosi e terapia e agli interventi da mettere in opera nell'edificio 7.

Nella presente relazione vengono riportate le valutazioni e le verifiche geotecniche relative agli edifici dell'ospedale oggetto dell'intervento di adeguamento sismico ovvero gli edifici A, B, C e D del blocco diagnosi e terapia.

2. TERRENI

I terreni che interagiscono con le fondazioni dei quattro edifici che costituiscono il blocco diagnosi e terapia sono stati investigati in fase di progetto dell'ospedale tramite 5 sondaggi meccanici a

rotazione e carotaggio continuo e alcune prove di laboratorio sviluppate sui campioni prelevati nel corso delle perforazioni.

I risultati della campagna di indagine sviluppata in fase di progetto sono illustrati in una relazione geologico-geotecnica a firma dell'Ing. Carmelo Carruba, datata Aprile 1986.

Ai fini dello studio di valutazione della sicurezza sono stati eseguiti due ulteriori sondaggi affinando la caratterizzazione meccanica dei litotipi nei primi 30 m di profondità e con l'obiettivo di determinare la corretta classe di appartenenza dei terreni per la valutazione dell'azione sismica. In particolare, nel corso dell'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati alcuni campioni indisturbati di terreno che sono stati sottoposti in laboratorio a prove di identificazione delle caratteristiche fisico-meccaniche. Nei medesimi fori di sondaggio sono stati cementati due tubi di HDPE (polietilene ad alta densità) per l'esecuzione di prospezioni geofisiche del tipo down-hole.

I sondaggi eseguiti in fase di progetto sono qui denominati O1÷O5, mentre con S1 ed S2 si indicano i due sondaggi eseguiti in seguito.

I principali dati desunti dalle prove in situ e in laboratorio della nuova e della vecchia campagna di indagine sono nel seguito riportati ed elaborati.

2.1 Cenni di geologia e geotecnica

L'area su cui insiste il complesso ospedaliero ha una morfologia di tipo collinare con pendenze modeste. Le quote altimetriche vanno dai 290 ai 310 m s.l.m, con dislivelli massimi del 9%.

Non si denotano fenomeni erosivi e di instabilità importanti, per cui l'assetto morfologico è determinato da un lento processo di modellazione dovuto ad azioni esogene.

I terreni presenti sono di natura argillosa e la formazione in posto è costituita dalle argille del Tortoniano e da quelle sabbiose del Tortoniano superiore. Nelle argille del Tortoniano sono spesso presenti trovanti quarzarenitici mentre nelle argille sabbiose sono presenti terreni più recenti, sempre di natura argillosa, appartenenti al Tortoniano inferiore. Il quadro geologico viene completato dalle argille del Plio-pleistocene che sedimentando hanno colmato le depressioni esistenti nell'area.

I sondaggi eseguiti nella prima campagna di indagine hanno consentito in fase di progetto di redigere una classificazione geotecnica che raggruppa i terreni interessati dalla costruzione in tre termini:

- terreni tipo **L**, limi sabbiosi di colore bruno, con inclusi elementi litoidi di natura calcarea;

- terreni tipo **FA**, argille sabbiose di colore ocraceo, con diffuse patine di ossidazione e presenza di cristalli di gesso, mediamente consistenti, risultato dell'alterazione della formazione di base;
- terreni tipo **FB**, argille sabbiose di colore grigio-azzurro consistenti.

2.2 Stratigrafia

Tutti i sondaggi della prima campagna di indagine hanno intercettato i tre termini litologici descritti nel precedente paragrafo. Questo indica che la situazione geotecnica nell'area è abbastanza omogenea e differenze si notano solo per ciò che riguarda gli spessori dei due primi termini. Nella successiva tabella 2.2.I sono riportate le profondità dal piano campagna che identificano la posizione degli strati. Nella medesima tabella sono riportate anche le quote di prelievo dei campioni che sono stati sottoposti a prove di laboratorio.

Sondaggio	Lunghezza carotaggio [m]	L [m]	FA [m]	FB [m]	Profondità Campioni [m]	Altezza campione [m]
O1	20	0.0÷1.40	1.40÷4.50	>4.50	10	0.5
O2	14	0.0÷3.5	3.50÷9.00	>9.00	3.80, 9.50	0.4, 0.5
O3	16	0.0÷3.50	3.50÷7.00	>7.00	2.0, 5.0, 9.50	0.4, 0.5, 0.5
O4	18	0.0÷0.90	0.90÷5.40	>5.40	10	0.5
O5	40	0.0÷2.40	2.40÷6.50	>6.50	2.0, 3.80, 8.3	0.4, 0.4, 0.4

Tabella 2.2.I: Sondaggi geognostici della prima campagna di indagine e profondità [m] degli strati.

Dalla tabella si evince che la coltre superficiale costituita dai limi sabbiosi raggiunge uno spessore massimo di 3.5 m e che la formazione di base alterata ha una potenza variabile fra 3.1 e 5.5 m. Infine, la formazione di base si estende con profondità superiori ai 40 m dal p.c..

Con la seconda campagna di indagine si è avuta una conferma dei dati assunti in progetto. In particolare, il primo sondaggio, operato alla quota del livello 0 (o piano terra) degli edifici delle stecche, ha intercettato tutti e tre i termini litologici, mentre il secondo sondaggio, realizzato al livello del piano di fondazione degli edifici della piastra, ha intercettato direttamente la formazione di base, dopo aver attraversato uno strato di circa 1.8 m di terreno di riporto. Nella successiva tabella 2.2.II sono riportati i principali risultati ottenuti dai due sondaggi.

Sondaggio	Lunghezza carotaggio [m]	L [m]	FA [m]	FB [m]	Profondità Campioni [m]	Altezza campione [m]
S1	35	0.4÷3.0	3.0÷7.10	>7.10	4.50, 8.50	0.5, 0.4
S2	30	-	-	>1.80	2.50, 6.0, 24.5	0.3, 0.4, 0.3

Tabella 2.2.II: Sondaggi geognostici della seconda campagna di indagine e profondità [m] degli strati.

I risultati sono in accordo anche con l'andamento degli strati identificati in progetto. Infatti, il primo sondaggio (S1) è stato eseguito a partire da una quota che differisce meno di 1 m dal piano di campagna originario e gli strati sono molto simili a quelli del sondaggio O3. Il secondo carotaggio ha il boccaforo che rispetto a quello del primo differisce in quota di circa -4 m. Il sondaggio non intercetta i termini L e FA in quanto questi terreni sono stati asportati in fase di sbancamento per la costruzione della piastra. A conferma di ciò, nel sondaggio S2 si è intercettato uno strato di terreno di riporto (TR) servito per livellare il piano dove disporre la pavimentazione in conglomerato bituminoso nel cortile fra la piastra e la stecca del lotto II. In merito al sondaggio S2 bisogna rilevare anche la presenza di uno strato di arenaria grigia (Q), da mediamente a ben cementata, avente spessore di 7.30 m. La presenza di livelli o lenti di arenaria all'interno della formazione delle argille sabbiose è nota, anche se nel caso specifico lo spessore è rilevante.

2.3 Caratterizzazione fisico-meccanica

Nel corso dei sondaggi geognostici sono stati prelevati alcuni campioni dei tre termini litologici individuati. Su 7 campioni, considerati rappresentativi dei tre termini geotecnici, sono state sviluppate prove in laboratorio per il riconoscimento delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni. Nella tabella seguente è riportato l'elenco dei campioni con il relativo termine di appartenenza e le prove di laboratorio su di essi eseguite.

Campione	Profondità [m] da a		Termine	Identificazione	Prova di Taglio CD	Prova Triassiale UU	Prova Edometrica
C1/O2	3.8	4.2	FA	x	x	x	x
C1/O3	2	2.4	L	x	x	x	x
C3/O5	8.3	8.7	FB	x	x	x	x
C1/S1	4.5	5	FA	x		x	

C2/S1	8.5	8.9	FB	x		x	
C1/S2	2.5	2.8	FB	x		x	
C3/S2	24.5	24.8	FB	x		x	

Tabella 2.3.I: Elenco dei campioni sottoposti a prove di laboratorio.

In merito alle prove di identificazione è stata sviluppata l'analisi granulometrica, sono stati misurati il peso per unità di volume (γ), il peso secco (γ_s), il contenuto naturale d'acqua (w_n), il grado di saturazione (S), l'indice dei vuoti (e) e sono stati valutati i limiti di Atterberg (limite di plasticità w_p e limite di liquidità w_L) con i relativi indici (indice di plasticità I_p e indice di consistenza I_c). I risultati delle prove sono riportati nella tabella che segue.

Campione	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	w_n	S [%]	e	w_p	w_L	I_p	I_c
C1/O2	19	27	0.31	95	0.88	0.36	0.63	0.27	1.19
C1/O3	18	27	0.38	100	1.03	0.33	0.55	0.23	0.74
C3/O5	19	27	0.2	78	0.7	0.3	0.59	0.29	1.32
C1/S1	19.5	27	0.2	83	0.65	0.34	0.43	0.09	2.6
C2/S1	20.5	25.7	0.18	97	0.48	0.28	0.37	0.09	2.1
C1/S2	19.8	26.3	0.18	85	0.56	0.31	0.43	0.12	2.1
C3/S2	20.1	26	0.2	97	0.55	0.23	0.39	0.16	1.19

Tabella 2.3.II: Risultati delle prove di identificazione delle caratteristiche fisiche.

Per il campione caratteristico del termine L, dall'analisi granulometrica risulta che questo è un'argilla con limo sabbiosa. Il contenuto d'acqua è poco superiore al limite di plasticità e il campione risulta perfettamente saturo. Dalla carta di plasticità si deriva che si è in presenza di un limo inorganico di medio-alta compressibilità e l'indice I_c colloca il materiale fra quelli di consistenza medio-elevata.

Le prove di identificazione sulla formazione di base alterata (FA) e non alterata (FB) permettono di classificare granulometricamente i due termini come argilla con limo. Nei campioni il contenuto

naturale d'acqua è inferiore al limite plastico e mentre il terreno alterato è prossimo alla perfetta saturazione, la formazione di base non alterata è parzialmente satura. In entrambi i casi i materiali presentano alta plasticità e la consistenza è elevata.

Le prove meccaniche eseguite hanno fornito informazioni in termini di angolo di attrito efficace (ϕ), coesione drenata (c) e non drenata (c_u) e modulo di elasticità in condizioni edometriche (E_d). I risultati sono riportati nella tabella 2.3.III.

	ϕ [°]	c [kPa]	c_u [kPa]	E_d [MPa]
C1/O2	22	25	100	
C1/O3	13	35	80	
C3/O5	18	30	110	
C1/S1	-	-	128	-
C2/S1	-	-	169	-
C1/S2	-	-	140	-
C3/S2	-	-	178	-

Tabella 2.3.III: Risultati delle prove di determinazione delle caratteristiche meccaniche.

Le prove down-hole sono state eseguite 20 giorni dopo la cementazione dei tubi in cui inserire la sonda e sono state fatte misurazioni per 33 m di profondità nel foro di sondaggio S1 e per 29 m nel foro S2. Le misurazioni sono state fatte per ricavare l'andamento con la profondità della velocità di propagazione delle onde elastiche di compressione (P) e di taglio (S). La velocità media di propagazione delle onde di taglio nel terreno nei primi 30 m di profondità è uno dei parametri che la normativa indica per la classificazione del tipo di suolo da utilizzare nella valutazione dell'azione sismica.

I principali valori ricavati nel corso delle prove sperimentali sono riportati nelle due successive tabelle 2.3.IV e 2.3.V per le prove eseguite nei fori S1 e S2, rispettivamente. Nelle tabelle, oltre alle velocità V_p e V_s delle onde di compressione e di taglio, sono riportati il peso dell'unità di volume γ , il modulo elastico longitudinale E e tangenziale G , il modulo di deformabilità volumetrico K e il coefficiente di Poisson ν . Tutti i parametri fisico-elastici sono ricavati con formule sperimentali.

h [m]	Termine	Vp [m/s]	Vs [m/s]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	G [MPa]	K [MPa]	ν
0÷1	TR	658	224	17.5	254.1	88.5	647.9	0.43
1÷8	L/FA	1222	218	19.7	287.5	97.1	2918.2	0.48
8÷33	FB	1769	348	21.1	777.6	263	6348.4	0.48

Tabella 2.3.IV: Risultati delle prove geofisiche nel foro S1.

h [m]	Termine	Vp [m/s]	Vs [m/s]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	G [MPa]	K [MPa]	ν
0÷1	TR	1420	447	20.3	1184.8	410	3587.2	0.44
1÷11	FB	1714	308	21	666.2	225.8	5978.1	0.48
11÷18	Q	2236	965	22.1	6097.7	2232.7	8315.3	0.38
18÷29	FB	1874	373	21.3	921.5	312	7198.8	0.48

Tabella 2.3.V: Risultati delle prove geofisiche nel foro S2.

Ai fini delle analisi si sono adottati i valori dei parametri fisico meccanici riportati in tabella 2.3.VI.

Termine	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	c _u [kPa]	E [MPa]	ν	Vs [m/s]
L	18	13	20	80		0.4	200
FA	19	20	25	100		0.45	300
FB	20	20	30	150		0.45	350

Tabella 2.3.VI: Caratterizzazione fisico-meccanica dei termini principali

Per la valutazione dell'azione sismica, sulla base della stratigrafia, delle prove in laboratorio e dei risultati delle prospezioni geofisiche, si individua una velocità media delle onde di taglio sui primi 30 m di terreno pari a $V_{s30} = 330$ m/s e una coesione non drenata $c_u = 135$ kPa. Pertanto, secondo quanto indicato nella normativa vigente, il suolo è di **tipo C**.

3. VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel presente paragrafo le verifiche si limitano ai pali di fondazione mentre per i plinti si rimanda alla relazione di calcolo SGH-S1-1-3.

Per pali trivellati in terreni coesivi la capacità portante Q_{Rd} del palo può ricavarsi dalla seguente formula:

$$Q_{Rd} = \frac{Q_b}{\gamma_b} + \frac{Q_s}{\gamma_s} \quad 3.1$$

essendo Q_b e Q_s la resistenza alla punta e laterale e $\gamma_b = 1.35$ e $\gamma_s = 1.15$ i rispettivi coefficienti parziali di resistenza. Le resistenze alla base e laterale si calcolano con l'espressione:

$$Q_b = 9 \cdot c_u \cdot A_p; \quad Q_s = \sum_{i=1}^3 \alpha_i c_{ui} \cdot \pi \cdot D \cdot h_i \cdot L_{min} \quad 3.2$$

essendo 3 il numero degli strati di spessore h_i e α il fattore di adesione che è funzione del valore della coesione non drenata.

Nel caso specifico, il calcolo è stato effettuato ricavando la lunghezza minima L_{min} dei pali che soddisfa la condizione di uguaglianza fra l'azione di calcolo e la resistenza. In accordo con una certa omogeneità delle stratigrafie riscontrate, si è ipotizzata una unica situazione geotecnica che si ritiene sufficientemente cautelativa e che vede un primo strato di terreni L dello spessore di 3 m, un secondo strato di spessore 4 m di terreni FA e la rimanente profondità occupata dalla sola formazione di base FB.

Per la verifica dei pali, dall'analisi agli elementi finiti sono state estratte le condizioni di sollecitazione più gravose in corrispondenza del collegamento fra la colonna e il plinto. Tali sollecitazioni sono state ripartite in maniera classica sui singoli pali determinando quello che sopporta i maggiori sforzi (P_{max} , T_{max}). Con il valore del carico sul singolo palo si è proceduto alle verifiche secondo il metodo esposto in precedenza.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche effettuate per singolo edificio.

Edificio A

Plinto	Caso di carico	$P_{\max}$ [kN]	$T_{\max}$ [kN]
2 Pali	verticale	630.9	0
3 Pali	verticale	791.65	19.53
4 Pali	verticale	719.34	0

Tabella 3.II: Sollecitazioni nei pali

Il massimo sforzo normale sul singolo palo si ottiene nel plinto di forma triangolare e il rispettivo valore è 791.65 kN. Con le formule (3.1) e (3.2) si è valutato che la lunghezza minima del palo deve essere di 8 m, valore di gran lunga inferiore a quelli previsti nel progetto originario (15 m).

Edificio B

Plinto	Caso di carico	$P_{\max}$ [kN]	$T_{\max}$ [kN]
2 Pali	verticale	537.6	0
3 Pali	verticale	816.07	0
4 Pali	verticale	664.9	0

Tabella 3.III: Sollecitazioni nei pali

Il massimo sforzo normale sul singolo palo si ottiene nel plinto di forma triangolare e il rispettivo valore è 816.07 kN. Con le formule (3.1) e (3.2) si è valutato che la lunghezza minima del palo deve essere di 8 m. Anche in questo caso la lunghezza è inferiore a quella di progetto originario (15 m).

Edificio C

Plinto	Caso di carico	$P_{\max}$ [kN]	$T_{\max}$ [kN]
2 Pali	verticale	1082.7	0.0
3 Pali	verticale	974.9	23.41
4 Pali	verticale	817.7	0.0

Tabella 3.IV: Sollecitazioni nei pali

Il massimo sforzo normale sul singolo palo si ottiene nel plinto di forma rettangolare a 2 pali e il rispettivo valore è 1082.7 kN. Con le formule (3.1) e (3.2) si è valutato che la lunghezza minima del palo deve essere di 8 m. Anche in questo caso la lunghezza è inferiore a quella di progetto (15 m).

Edificio D

Plinto	Caso di carico	$P_{\max}$ [kN]	$T_{\max}$ [kN]
2 Pali	verticali	943.89	0
3 Pali	verticali	611.34	0
4 Pali	verticali	652.66	0

Tabella 3.V: Sollecitazioni nei pali

Il massimo sforzo normale sul singolo palo si ottiene nel plinto di forma rettangolare a 2 pali e il rispettivo valore è 943.89 kN. Con le formule (3.1) e (3.2) si è valutato che la lunghezza minima del palo deve essere di 8 m. Anche in questo caso la lunghezza è inferiore a quella di progetto (15 m).

4. CONCLUSIONI

La presente relazione riguarda lo studio geotecnico dei pali di fondazione dei corpi A, B, C e D dell'ospedale di Agrigento, corpi all'interno dei quali sono previsti interventi di adeguamento sismico degli elementi strutturali.

Si precisa che nel maggio 2013 l'ASP 1 di Agrigento, in qualità di committente, ha deciso per questioni di urgenza di suddividere i lavori in due fasi temporali. La prima fase, a cui il presente progetto esecutivo si riferisce, riguarderà i lavori di adeguamento di un primo lotto costituito dal solo corpo C. In una seconda fase si procederà ai lavori sul secondo lotto costituito dai corpi A, B e D, oggetto di adeguamento sismico, e dall'edificio 7, all'interno del quale si interverrà per il risanamento locale di alcuni pilastri in c.a. siti al piano cantinato.

Nei paragrafi precedenti si è fatto comunque riferimento alle verifiche e agli interventi di adeguamento da realizzare sui vani scala-ascensore di tutti i corpi del blocco diagnosi e terapia.

Lo studio si basa sui risultati di due campagne di indagini geognostiche sviluppate nell'area e sulle conclusioni dello studio di inquadramento geologico che accompagna il progetto originario.

Le analisi strutturali sviluppate per gli edifici in esame hanno permesso di valutare le sollecitazioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione. Tale fondazione è di tipo profondo con pali di medio diametro ($D=800$ mm) e lunghezza di 15 m.

Note le caratteristiche dei termini geotecnici interessati dalla costruzione dei pali si sono svolte le verifiche geotecniche e quelle strutturali che consentono di affermare che la fondazione profonda, così per come è stata progettata, soddisfa i requisiti di sicurezza imposti dall'attuale normativa.

Palermo, Giugno 2013

Progettazione Strutturale e Geotecnica

Prof. Ing. Giuseppe Giambanco