



COMUNE DI PONTECAGNANO FAIANO

(Provincia di Salerno)

SETTORE LAVORI PUBBLICI, MANUTENZIONE E INFRASTRUTTURE

PROGETTO ESECUTIVO

ai sensi dell'art. 23, D. Lgs n. 50 del 14 Aprile 2016

OGGETTO

"LAVORI DI AMMODERNAMENTO E AMPLIAMENTO DELLE STRADE
COMUNALI DI VIA DELLO STATUTO E VIA MARE ADRIATICO"
I° LOTTO - ASSE VIA DELLO STATUTO - VIA PIAVE - VIA IRNO

TAVOLA

S.2

ELABORATO

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

Data:

Aprile 2020

Scala

Ufficio progettazione:

geom. Massimo Ciaparrone
ing. Ersilio Staglioli

Responsabile del Procedimento:

ing. Danila D'Angelo
- Responsabile del Settore -

Revisione n. 01 - Dic 2021

Revisione n. __ - ____

Revisione n. __ - ____

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE ONDAZIONI

1. INTRODUZIONE

Con Delibera di Giunta Comunale n 158 del 16/09/2019 è stato approvato il progetto definitivo denominato “Lavori di ammodernamento e ampliamento delle strade comunali di Via Dello Statuto e via Mare Adriatico” il cui quadro economico è pari a € 3.000.000,00. In particolare, l’Amministrazione Comunale, nell’ambito delle attività di manutenzione del patrimonio comunale, ha ritenuto opportuno prevedere uno specifico intervento finalizzato al miglioramento degli standard di sicurezza stradale lungo il percorso, nonché a garantire adeguata accessibilità della viabilità stessa, mediante un insieme sistematico di opere necessarie per il ripristino dell’illuminazione, dell’ampliamento della sede stradale, delle opere di smaltimento delle acque superficiali, ecc. lungo l’asse stradale Via dello Statuto, Via Piave, Via Irno – ricompreso nel progetto originario. Pertanto, ai fini di procedere al finanziamento regionale di cui alla DGR n. 113/2019, il Settore Lavori Pubblici, Infrastrutture e Manutenzione dell’Ente ha estrapolato dal progetto approvato con la predetta delibera di giunta comunale il 1° Lotto denominato asse via dello Statuto-via Piave -via Irno con quadro economico pari a € 1.998.800,00.

Il suddetto progetto è finalizzato ad adeguare una strada di competenza comunale (via Dello Statuto) e alla messa in sicurezza di altre due strade di competenza Provinciale, via Piave (SP 390) e via Irno (SP 132) che sono un continuum viario che parte dal viadotto dell’autostrada A3, a monte dell’abitato di Pontecagnano, fino al confine con Comune di Montecorvino Pugliano, le tre strade hanno una lunghezza totale di circa 3,5 km.

La presente relazione è posta a corredo del progetto esecutivo strutturale oggetto della presente progettazione, per la cui specifica architettonica si rimanda a quanto esposto in premessa e a quanto riportato nelle relazioni dedicate, e prevede la realizzazione dell’ampliamento stradale in corrispondenza del torrente Frestola mediante un piccolo viadotto in c.a. e c.a.p.

Con la presente relazione, nel rispetto di quanto previsto dalle vigenti Norme tecniche per le Costruzioni, si intendono illustrare le verifiche geotecniche inerenti la fondazione su pali da realizzare a sostegno dell’impalcato da ponte per l’ampliamento della sede stradale.

Nello specifico, al fine di dimostrare la conformità geotecnica della palificata di cui al presente progetto, si illustrano:

- le caratteristiche geologiche del terreno in corrispondenza del punto di intervento;
- il metodo di analisi;
- le verifiche di equilibrio previste dalla normativa;
- la verifica all’equilibrio globale del complesso terreno – opera.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato effettuato con riferimento alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni in zona sismica (NTC) aggiornate con Decreto del Ministero per le Infrastrutture del 17 gennaio 2018 relativamente a: criteri generali di sicurezza, definizione delle azioni previste durante la vita nominale della costruzione, caratteristiche dei materiali, verifiche di sicurezza dell’insieme strutturale e dei singoli elementi costituenti.

Per quanto non espressamente specificato nel documento sopra citato (NTC) si è fatto riferimento agli Eurocodici ed alle relative Appendici Nazionali, nonché alla Legge 5 novembre 1971 n°1086 –

“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica” ed alla Legge 2 febbraio 1974 n°64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

In particolare, si rimanda a:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

3. LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo da consentire la prevista utilizzazione, per tutta la vita utile di progetto ed in forma economicamente sostenibile in base al livello di sicurezza previsto dalle norme.

La sicurezza di un'opera e le sue prestazioni devono essere valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la vita di progetto (Vita Nominale). Per Stato Limite si intende, in generale, quella determinata situazione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. Si parla, dunque, di condizioni che dovranno essere soddisfatte per scongiurare la crisi ultima (sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi) ed anche di condizioni, legate all'uso quotidiano della struttura stessa, per "rimanere adatta all'uso" (sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio).

Inoltre, è necessario garantire i criteri di robustezza nei confronti delle azioni eccezionali, che si traduce nella capacità di evitare danni sproporzionati in funzione delle cause innescanti (incendi, esplosioni, urti).

L'opera deve essere, quindi, capace di subire danneggiamenti localizzati, a seguito dell'incombere delle suddette azioni, senza che ne venga compromessa la stabilità globale, ovvero senza che possa incorrere il collasso globale. Per poter definire i suddetti livelli di sicurezza attesi dall'opera è necessario definire, nella fase preliminare del progetto, la relativa Classe d'Uso.

Le opere in esame risultano essere di **Classe II**, definite in funzione delle possibili conseguenze di una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni nel quale dette opere devono poter essere utilizzate, per lo scopo al quale sono state destinate, purché soggette a

manutenzione, si definisce una Vita Nominale pari a **50 anni** (Tab 2.4.I punto 2 – Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali, ecc.).

Si specifica che nota la classe di appartenenza della costruzione in oggetto e la vita nominale è possibile definire il periodo di riferimento V_R ai fini della valutazione delle azioni sismiche

Classe d'uso	II	Periodo di riferimento V_R ($V_R = V_N \times C_u$) = 50 anni
Coefficiente C_u	1	
Vita nominale V_N	50 anni	

4. CARATTERIZZAZIONE TOPOGRAFICA E SISMICA DEL SITO

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, come disposto dalle NTC/08, vengono definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce, infatti, l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle suddette azioni sismiche.

La pericolosità sismica di base viene, pertanto, determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, rispettivamente pari a 40°39'20.2"N 14°54'32.5"E, entrambe riportate in gradi decimali. Tale localizzazione all'interno del reticolo di riferimento (macrozonazione del territorio nazionale) in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale, è necessaria per determinare i valori dei parametri sismici fondamentali, che consentono di calcolare le azioni sismiche di progetto, come prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, che impegnano la struttura nella sua vita utile.

Con riferimento alla caratterizzazione topografica, in base alle caratteristiche orografiche del sito, esso è classificabile come appartenente alla Categoria Topografica **T1**.

Le indagini effettuate (ved. relazione geologica, geomorfologia e geotecnica), mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{s,30}$) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), hanno permesso, poi, di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica del sito di pertinenza, e, quindi, di definire la categoria di sottosuolo di riferimento.

Si precisa, inoltre, che la prospezione geofisica MASW, eseguita con geometria lineare lungo un allineamento preferenziale nell’ambito dell’area oggetto di ampliamento viario, ha consentito di calcolare la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ fino alla profondità di 30 m. Tale velocità, definita nel rispetto delle NTC 2008, è risultata pari a

$$V_{s,30} = 332 \text{ m/sec}$$

e ha consentito di classificare il suolo di fondazione come segue:

Categoria Sottosuolo C = *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

5. SINTESI DELLO STUDIO GEOTECNICO

Il sito di intervento si colloca in un’area di bassa collina a quote comprese tra 82 m e 83 m s.l.m. in corrispondenza del torrente Frestole; la morfologia è caratterizzata da superfici terrazzate ed ampie zone pianeggianti degradando verso sud, con pendenze modeste inferiori a 10°. L’andamento subpianeggiante e piuttosto regolare conferisce al settore di interesse naturale stabilità per condizioni morfologiche e l’assenza di elementi predisponenti ad instabilità per fenomeni gravitativi.

Dal punto di vista litologico il sito è caratterizzato da depositi alluvionali di età Pleistocenica-Olocenica costituiti da sedimenti di natura fluviale, torrentizia, palustre e piroclastici costituiti da sabbie e limi ed argille con intercalazioni di sabbia ghiaiosa e ghiaie; e da depositi di travertini pleistocenici, mediamente compatti ed in parte sabbiosi costituiti da alternanza di travertino e limi argillosi e sabbiosi scuri, spesso torbosi; in banchi di travertino a luoghi di notevole spessore, generalmente alterato e farinoso, il travertino si può rilevare a placche, anche di notevole superficie e solo a luoghi compatto. Lungo la verticale di indagine è stata rilevata una sequenza di depositi alluvionali costituiti da limi sabbiosi passanti ad argille limose con ciottolame fino alle massime profondità indagate.

Per quanto riguarda l'assetto idrografico superficiale l'elemento prossimo all'area di intervento è rappresentato dall'alveo del torrente Frestole, mentre il complesso idrogeologico ampiamente diffuso nell'area in studio è costituito da orizzonti di travertino e limi su depositi alluvionali fini e finissimi caratterizzati da una permeabilità per porosità e fessurazione nei livelli travertinosi compatti; il grado di permeabilità varia da medio alto negli strati superficiali e basso o molto basso in quelli inferiori; la variabilità litologica e l'alternanza di depositi permeabili (sabbie ghiaie e travertini) con depositi scarsamente permeabili (limi e argille) favoriscono l'instaurarsi di circolazioni idriche sotterranee con carattere di multifalde. Limitatamente all'area investigata durante le indagini è stato rilevato un livello di falda a quota di 4,40 m e due livelli successivi rispettivamente a quota 12,00 m e 18,00 m nei livelli più sabbiosi.

Le indagini hanno evidenziato i seguenti orizzonti geologici:

- *Strato 1 (profondità 0.30 – 3.00 m) limo argilloso debolmente sabbioso*
- *Strato 2 (profondità 3.00 – 12.00 m) limo argilloso a tratti più sabbioso*
- *Strato 3 (profondità 12.00 – 15.00 m) argilla limosa debolmente sabbiosa*
- *Strato 4 (profondità 15.00 – 16.00 m) limo argilloso consistente*
- *Strato 5 (profondità oltre 16.00 m) argilla limosa da poco addensata a mediamente consistente*

Il raffronto dei dati stratigrafici geotecnici e geofisici ha consentito di delineare per il sito in studio un modello geologico rappresentativo costituito da tre orizzonti litologici principali, riferibili a depositi di tipo alluvionale a comportamento geotecnico prevalentemente coesivo :

un pacco di copertura superficiale costituito da limi argillosi il cui letto raggiunge la profondità di circa 12.00m dal p.c. da poco a mediamente consistenti , seguito da argille limose mediamente consistenti con inclusioni di livelli di ciottolame e ghiaie grossolane , eterogenee . Ad essi sono associati alcuni parametri geotecnici derivati da prove in sito e in laboratorio e valori di velocità delle onde Vs ottenuti dalle prospezioni geofisica eseguita. Il modello di riferimento è schematizzato di seguito:

strato	Prof. m	litologia	Parametri geotecnici					Vs m/s
			Stato di addensamento	γ (T/m ³)	C Kg/cm ²	cu Kg/cm ²	ϕ (°)	
1	0.0-12.00	Limo argilloso sabbioso	Poco consistente	1.5-1.6	-	0.1-0.25	<28	211
2	12.00-27.00	Argilla limosa deb sabbiosa marrone	Mediamente consistente	1.6-1.7	-	0.25-0.50	<28	411
3	27.00-30.00	Argilla limosa grigiastra	Mediamente consistente	1.7-1.8	0.08	-	25	779
CATEGORIA DI SUOLO C								
CATEGORIA TOPOGRAFICA T1								

6. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Quando la portanza del terreno di fondazione risulta insufficiente a garantire la stabilità o la funzionalità di una struttura si ricorre alla tecnica dei pali; questi permettono di trasferire lo scarico della struttura stessa verso gli strati più profondi del terreno che, in genere, presentano caratteristiche meccaniche migliori. Si ricorre a pali di fondazione anche quando si debbono assorbire forti spinte orizzontali o quando si vuole costipare un terreno sciolto. I pali si differenziano in base alle modalità esecutive in pali infissi (eseguiti senza asportazione di terreno) e pali trivellati (con asportazione di terreno). Inoltre in base al diametro si distinguono, convenzionalmente, pali di grosso diametro ($D > 80$ cm) pali di piccolo e medio diametro ($20 \text{ cm} < D < 80 \text{ cm}$) e micropali ($D < 20 \text{ cm}$). Questi ultimi sono molto utilizzati nel campo delle sottofondazioni e dei consolidamenti grazie ad una tecnologia diffusa e a basso costo. Stabilito il tipo di pali da adottare per una fondazione bisogna calcolarne la sezione in base ai carichi che la struttura trasmette, al tipo di palo adottato, alle caratteristiche dei terreni attraversati. Occorre quindi determinare la capacità portante del palo sia a carichi assiali che a carichi trasversali. Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare, bisogna conoscere l'angolo d'attrito e la coesione. Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale. La capacità portante di un palo solitamente è valutata come somma di due contributi: portata di base(o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove

- Q_T , Portanza totale del palo;
- Q_P , Portanza di base del palo;
- Q_L , Portanza per attrito laterale del palo;
- W_P , Peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico è assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base. Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_P ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale

Palo compresso

$$Q_A = \frac{Q_P}{\eta_P} + \frac{Q_L}{\eta_L} - W$$

Palo teso

$$Q_A = \frac{Q_L + W}{\eta_L}$$

In generale la capacità portante di punta è calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (cN_c + q_bN_q)$$

dove AP è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, qb è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti Nc e Nq sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tenere conto degli effetti di profondità. Nc ed Nq dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno: angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di Nc ed Nq. Per pali in argilla in condizioni non drenate ($\phi=0$, $c = c_u$) si assume in genere per Nc il valore proposto da Skempton pari a 9 (valore in corrispondenza della punta del palo) mentre $Nq=1$. Diversi autori hanno proposto altri valori per il fattore Nc ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute. Diverso è il caso del fattore Nq per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro. In particolare, da prove effettuate su pali realizzati in terreni non coesivi, si è visto che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressoché costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un "effetto arco" che si manifesta in prossimità del palo. Un modo semplice per tenere conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente, è di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato. In particolare si assume che la pressione verticale σ_v cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità z_c ($\sigma_v = \sigma_c$); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a σ_c : in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo. Il valore di z_c (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo, D, dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno ϕ . Nella determinazione di z_c il valore di ϕ da considerare è funzione del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo, ϕ' , secondo le seguenti relazioni.

Per pali infissi:

$$\phi = 0,75\phi' + 10$$

Per pali trivellati:

$$\phi = \phi' - 3$$

A parità di diametro influisce il grado di addensamento del terreno (densità relativa D_r) e la resistenza alla punta cresce con il crescere della densità.

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \int_S \tau_a \, dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \, \text{tg} \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale all'generico profondità z. La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite uncoefficiente di spinta K_s .

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

in definitiva, indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$Q_L = \int_0^L C (c_a + K_s \sigma_v \operatorname{tg} \delta) dz$$

L'adesione c_a , che insorge solo nei mezzi argillosi, è una aliquota della coesione e dipende da molti fattori quali il tipo di palo, il tipo di terreno e il metodo di installazione. Nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate ($c = c_U$), il rapporto c_a/c_U è tanto maggiore quanto minore è il valore della coesione c_U . Per valori di c_U inferiori a 5 T/mq si può assumere $c_a = c_U$ e per valori maggiori della coesione si può assumere per c_a una aliquota della coesione c_U compresa fra 0.8 e 0.2.

Anche il valore dell'angolo d'attrito palo-terreno dipende dal tipo di palo e dalle modalità di realizzazione. Diversi autori consigliano di assumere valori di $\delta = f$ per pali in calcestruzzo e valori leggermente inferiori ($2/3 \approx 3/4 f$) per pali in acciaio.

Il valore di K_s (coefficiente di spinta) dipende essenzialmente dal tipo di terreno e dal suo stato di addensamento e dalla tecnologia utilizzata.

Per pali in argilla molle Burland suggerisce come limite inferiore per K_s il valore del coefficiente di spinta a riposo $K_0 = 1 - \sin \phi$. Viceversa, per argille sovraconsolidate viene suggerito il valore:

$$K_s = K_0 = (1 - \sin \phi) \sqrt{OCR}$$

dove OCR rappresenta il grado di sovraconsolidazione.

Diversi altri autori, basandosi su risultati sperimentali, consigliano valori di K_s variabili tra 0.5 (palo in acciaio in terreno sciolto) e 3 (palo in calcestruzzo battuto in opera in terreno denso).

Per pali in sabbia alcuni autori (Vesic) ritengono che la resistenza laterale cresca fino ad una certa profondità dopodiché si mantiene costante. Tale profondità (z_c) dipende dal diametro del palo e dallo stato di addensamento della sabbia.

Il valore di K_s per pali infissi può variare da un valore prossimo a K_p , in sommità, fino a valori inferiori a K_0 in prossimità della punta. Per pali trivellati abbiamo valori di K_s sensibilmente inferiori. Una considerazione a parte va fatta per i micropali. Le modalità esecutive di un micropalo (iniezione a pressione di malta cementizia) sono tali da realizzare un forte costipamento del terreno circostante con sbulbamenti della superficie laterale che in certi casi portano ad un notevole aumento della superficie teorica. Si può sicuramente utilizzare un valore di $\delta = f$ e valori di K_s superiori all'unità.

Risulta chiaro, da quanto detto finora, che la determinazione della capacità portante di un palo non è semplice, tenuto conto di tutte le incertezze relative al comportamento dei terreni e alla loro caratterizzazione. In molti casi, per palificate di una certa importanza, si ricorre a prove di carico dirette rilevando la curva carichi cedimenti e determinando direttamente il carico limite. Si tratta del metodo migliore ma più costoso. Per i pali battuti esistono altri metodi di calcolo (le cosiddette formule dinamiche) per i quali rinviamo ai testi specialistici.