



EVALUASI DAN DESAIN PERBAIKAN DINDING PENAHAN TANAH TIPE DINDING GRAVITASI DI CIKUPA, TANGERANG, BANTEN

Ignatius Tommy Pratama^a, Budijanto Widjaja^{a,*}, Gilberta Miranda Hutabarat^b

^aProgram Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung

^bGeotechnical Works & Associates, Bandung

*Corresponding author, email address: widjaja@unpar.ac.id

ARTICLE INFO	ABSTRACT
<i>Article History:</i> Received 10 August 2022 Accepted 22 December 2022 Online 30 December 2022 <i>Keywords:</i> Gravity wall Earth retaining wall Wall stability Numerical analysis Finite element method	Gravity-type earth retaining wall in a factory area in Cikupa, Tangerang, Banten was found to move, resulting in cracks as large as 4 cm on the wall and the drainage channel behind the wall. Thus, this paper tries to investigate the cause of the wall movement through field observation and an analytical approach. The analytical approach was carried out using conventional and numerical methods to evaluate the external and global stabilities of the wall. The external stability analyses were performed using the conventional method and consisted of checking the wall overturning, sliding stabilities, and soil bearing capacity. Meanwhile, for the numerical approach, the finite element method was used to evaluate the global stability of the wall. The Mohr-Coulomb material model was used to simulate the stress-strain behavior of the soils in the finite element analysis. It was then found during field investigation and through the numerical simulation that the existing wall moved laterally, indicating that it experienced sliding failure. Furthermore, the analysis results also show that the existing wall design did not meet the safety criteria against external stability, especially sliding stability, bearing capacity, and global stability. It was mainly due to the poor fill material and poor foundation soil that was probably not identified during the initial soil investigation. Thus, a thorough wall repair was required to secure the adjacent warehouse. The suggested method to repair the wall is to replace the existing wall with a cantilever retaining wall system supported by bored piles, followed by replacing the fill material. A pile wall placed behind the new retaining wall was also necessary to protect the adjacent warehouse during the new wall construction. Eventually, this paper was expected to give an understanding to the readers about the importance of detailed soil exploration before construction and following the design guideline in designing any geotechnical structures. ©2022 Magister Teknik Sipil Unsyiah. All rights reserved

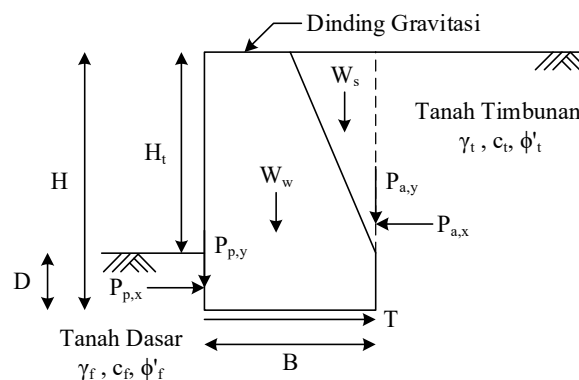
1. PENDAHULUAN

Dinding penahan tanah dengan tipe gravitasi merupakan salah satu jenis dinding penahan tanah yang bersifat kaku dan mengandalkan beratnya sendiri dalam menahan beban lateral seperti tekanan lateral yang dapat diakibatkan oleh gempa, peningkatan tekanan air pori, dan penambahan beban luar. Tipe dinding gravitasi juga merupakan tipe dinding yang relatif umum digunakan di Indonesia karena metode konstruksinya yang mudah dan biaya konstruksi yang relatif rendah dibandingkan dengan tipe dinding lainnya seperti dinding tiang (*pile wall*). Walaupun penggunaannya yang sudah cukup umum, kegagalan dinding gravitasi masih kerap terjadi dan umumnya disebabkan oleh dimensi dinding yang tidak mencukupi dan/atau kondisi tanah dasar yang tidak baik (Yewalekar, dkk., 2020). Oleh sebab itu, makalah ini bertujuan untuk memaparkan hasil investigasi kegagalan dinding penahan tanah bertipe gravitasi di Cikupa,

Tangerang, Banten berdasarkan hasil pengamatan di lapangan dan hasil analisis numerik. Studi ini diawali dengan melakukan studi lapangan guna meninjau kondisi lapangan dan mengidentifikasi penyebab pergerakan dinding. Kemudian, analisis balik dilakukan dengan menggunakan program metode elemen hingga dua dimensi untuk memperoleh parameter tanah yang mendekati kondisi tanah di lapangan. Selain itu, analisis balik juga bertujuan untuk dapat mengestimasi lokasi bidang gelincir dan mengevaluasi penyebab kegagalan dinding. Alternatif perbaikan dinding yang dapat memenuhi seluruh kriteria keamanan desain dinding gravitasi pada akhirnya direkomendasikan.

2. KAJIAN PUSTAKA

Berdasarkan SNI 8460:2017, desain dinding penahan tanah, khususnya dinding penahan tanah bertipe gravitasi harus memenuhi kriteria keamanan terhadap stabilitas global, stabilitas eksternal seperti stabilitas terhadap guling (*overturning*), geser lateral (*sliding*), dan daya dukung (*bearing capacity*), dan stabilitas terhadap gaya gempa. Stabilitas eksternal dinding dapat dianalisis menggunakan pendekatan konvensional, sedangkan metode numerik seperti metode elemen hingga umum digunakan untuk menganalisis kestabilan global. Stabilitas dinding, baik stabilitas eksternal maupun global umum dinyatakan dalam suatu nilai faktor keamanan (FK) yang nilai harus lebih besar dari faktor keamanan minimum (FK_R) yang disyaratkan oleh SNI 8460:2017 atau $FK \geq FK_R$.



Gambar 1. Ilustrasi gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah tipe gravitasi

Dinding penahan tanah perlu didesain agar mampu memberikan gaya penahan geser lateral yang cukup guna menahan gaya lateral pendorong yang bekerja pada dinding sehingga tidak terjadi keruntuhan geser. Gambar 1 mengilustrasikan gaya-gaya yang bekerja pada dinding dengan H merupakan tinggi total dinding penahan tanah, H_t adalah tinggi tanah yang ditahan, B adalah lebar dinding, D adalah kedalaman pembenaman dinding, W_w adalah berat dinding, W_s adalah berat baji tanah, $P_{a,x}$ dan $P_{a,y}$ adalah resultan tekanan tanah aktif dalam arah horizontal dan vertikal, $P_{p,x}$ dan $P_{p,y}$ adalah resultan tekanan tanah pasif dalam arah horizontal dan vertikal, γ_t dan γ_f adalah berat isi tanah timbunan dan tanah dasar, c'_t dan c'_f adalah kohesi tanah timbunan dan tanah dasar, dan ϕ'_t dan ϕ'_f adalah sudut geser dalam efektif tanah timbunan dan tanah dasar. Apabila terdapat beban luar di atas tanah timbunan, maka akan terdapat tekanan tanah lateral akibat beban luar perlu diperhitungkan di dalam perhitungan kestabilan dinding terhadap geser lateral sebagai gaya pendorong. Dengan demikian, faktor keamanan terhadap kestabilan geser (FK_S) merupakan sebagai rasio antara jumlah gaya-gaya lateral penahan (ΣR) terhadap jumlah gaya-gaya lateral pendorong (ΣD) seperti yang ditunjukkan pada persamaan berikut:

$$FK_S = \frac{\sum R}{\sum D} \geq 1.5 \quad (1)$$

Sesuai dengan SNI 8460:2017, nilai FK_S harus lebih besar atau sama dengan FK_R untuk stabilitas geser, yaitu 1,5.

Selain kestabilan terhadap geser, kestabilan dinding terhadap guling perlu juga dievaluasi. Kestabilan dinding terhadap momen guling dinyatakan dalam suatu faktor keamanan FK_O yang merupakan perbandingan antara jumlah momen-momen penahan (ΣM_R) terhadap jumlah momen-momen penyebab guling (ΣM_O). Persamaan (2)

menampilkan persamaan FK_O . Nilai FK_O harus lebih besar atau sama dengan FK_R SNI 8406:2017 untuk stabilitas dinding penahan tanah terhadap guling, yaitu 2.

$$FK_O = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 2 \quad (2)$$

Desain dinding penahan tanah bertipe gravitasi perlu juga mempertimbangkan potensi kegagalan daya dukung tanah. Tegangan yang bekerja pada dasar dinding tidak boleh melebihi daya dukung tanah yang diizinkan (q_{all}) (Budhu, 2011). Daya dukung tanah ultimit (q_u) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan umum q_u untuk fondasi dangkal (Das, 2011) yaitu:

$$q_u = c' N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_f B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (4)$$

$$q = \gamma_f D \quad (5)$$

$$B' = B - 2e = B - 2 \left(\frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V} \right) \quad (6)$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FK_B} \quad (7)$$

di mana:

- N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung (Reissner, 1924; Prandtl, 1921; Caquot & Kerisel, 1953; Vesic, 1973);
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = faktor kedalaman (Hansen, 1970);
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = faktor kemiringan beban (Meyerhof, 1963; Hanna & Meyerhof, 1981);
- B' = lebar efektif fondasi dinding penahan tanah;
- B = lebar fondasi dinding penahan tanah aktual;
- e = eksentrisitas beban;
- q = tegangan efektif di dasar dinding;
- $\sum V$ = jumlah gaya-gaya vertikal termasuk berat baji tanah;
- FK_B = faktor keamanan untuk daya dukung tanah (SNI 8460:2017) = 3.

Perlu diperhatikan bahwa nilai e harus lebih kecil dari $B/6$ untuk menghindari tegangan tarik di dasar dinding. Kemudian, nilai q_{all} harus lebih besar atau sama dengan tegangan maksimum yang bekerja di dasar dinding (q_{max}) dan dapat dihitung sebagai berikut:

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (8)$$

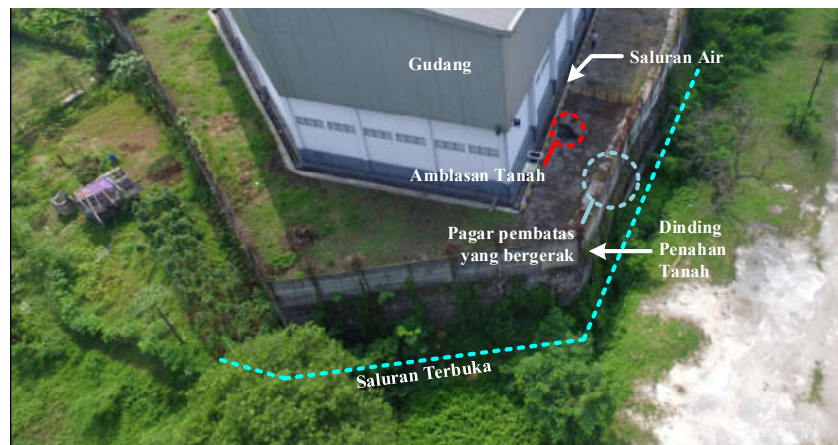
Kestabilan global dinding penahan tanah umum dinyatakan dalam suatu nilai FK yang dapat diperoleh melalui analisis numerik berbasis metode elemen hingga dengan metode perhitungan FK menggunakan metode reduksi ϕ - c . Nilai FK kemudian harus lebih besar atau sama dengan nilai FK_R ($FK \geq FK_R$) yang disyaratkan oleh SNI 8460:2017 untuk kestabilan global dinding pada kondisi jangka pendek atau ketika tekanan air pori eksese masih relatif besar, kondisi jangka panjang atau ketika tekanan air pori eksese telah terdisipasi sepenuhnya, dan pada saat kondisi gempa. Berdasarkan SNI 8460:2017, nilai FK_R untuk kondisi jangka pendek, jangka panjang, dan gempa adalah berturut-turut 1,5; 1,3; dan 1,1.

3. METODE PENELITIAN

3.1 Observasi Lapangan dan Penyelidikan Tanah

Pada studi kasus ini, observasi lapangan dilakukan pada dinding penahan tanah dengan tipe gravitasi yang dikonstruksi untuk menahan tanah timbunan dengan ketinggian mencapai 6.8 m dan gudang satu (1) lantai. Secara umum, morfologi area gudang berupa lahan yang relatif datar. Perbatasan antara timbunan dan lahan hijau tetangga dibatasi dengan dinding penahan tanah (DPT) batu kali (tipe dinding gravitasi). Kemudian, terdapat saluran terbuka dengan tipe saluran tanah tanpa pasangan batu yang diselimuti dengan berbagai jenis tanaman rerumputan dan semak belukar di kaki (*toe*) DPT eksisting, di sisi Barat. Perlu diperhatikan bahwa adanya tanaman pada saluran tanah berpotensi menghambat aliran air di dalam saluran dan meningkatkan penyerapan air ke dalam tanah yang

kemudian dapat melunakan tanah fondasi DPT. Dengan demikian, perawatan saluran tanah di kaki DPT diperlukan untuk memastikan air dapat mengalir dengan kecepatan yang cukup dengan tanpa menyebabkan adanya erosi di kaki DPT. Gambar 2 menggambarkan kondisi sekitar dinding pada saat observasi lapangan dilakukan.



Gambar 2. Kondisi lingkungan sekitar dinding penahan tanah



(a)



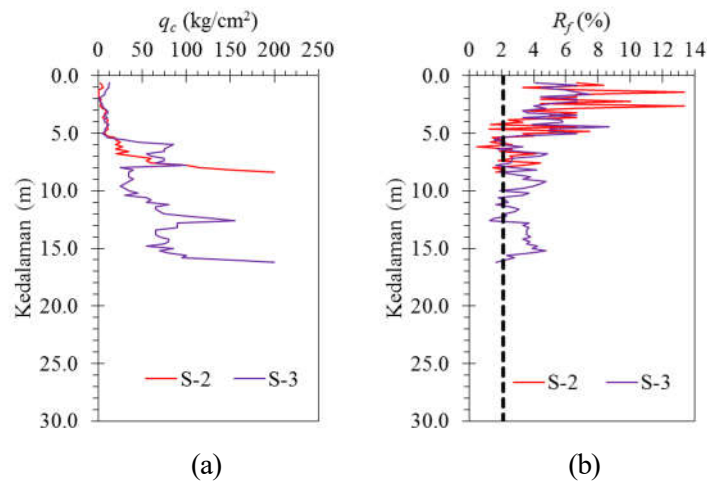
(b)

Gambar 3. (a) Retakan dan (b) beda penurunan pada saluran drainase di belakang dinding

Berdasarkan hasil observasi lapangan, terdapat retakan pada saluran drainase dan dinding penahan tanah dengan lebar retakan mencapai 4 cm hingga 4,5 cm, perbedaan penurunan saluran air, celah pada pagar beton, dan terdapat amblesan tanah di belakang DPT, dekat gudang. Kondisi saluran air pada saat observasi lapangan ditunjukkan pada Gambar 3, sedangkan kondisi DPT dan area di belakang ditunjukkan oleh Gambar 4. Temuan ini mengindikasikan bahwa terdapat pergerakan tanah timbunan dan dinding penahan tanah. Kemudian, pengukuran kemiringan dinding bangunan gedung dan dinding pagar beton juga dilakukan guna mengetahui adanya pergerakan rotasi bangunan dan dinding penahan tanah. Hasil pengukuran mengindikasikan bahwa dinding dan pagar beton tidak mengalami adanya rotasi (*tilt*) yang signifikan. Selain itu, retakan pada struktur gudang tidak ditemukan pada saat observasi lapangan. Hal ini dapat mengindikasikan bahwa DPT mengalami pergerakan arah lateral yang tidak mempengaruhi struktur gudang karena struktur gudang menggunakan sistem fondasi tiang pancang yang terpancang hingga kedalaman 19 m atau mencapai tanah yang kompeten.

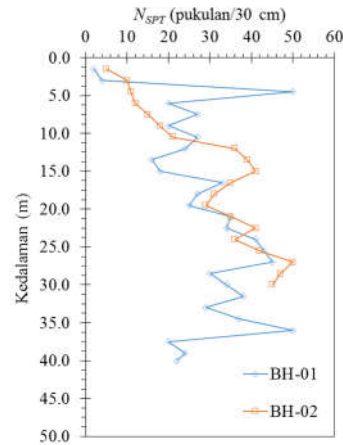


Gambar 4. (a) Retakan dan (b) beda penurunan pada saluran drainase di belakang dinding



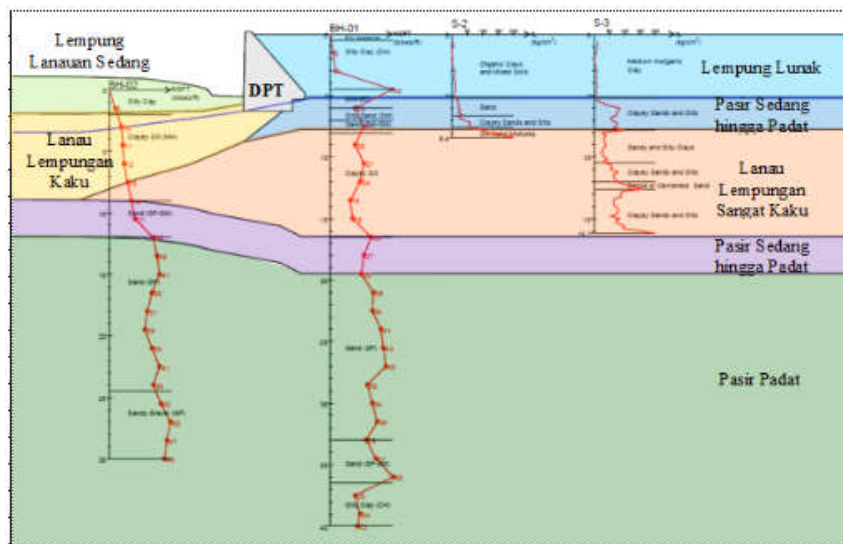
Gambar 5. Profil (a) Tahanan ujung (q_c) terhadap kedalaman dan (b) rasio gesekan (R_f) terhadap kedalaman berdasarkan hasil uji sondir di titik S-2 dan S-3

Penyelidikan tanah berupa dua (2) titik uji bor dan *standard penetration test* (SPT) dan sebelas (11) titik sondir kemudian dilakukan guna mengetahui kondisi dan stratifikasi tanah di sekitar area DPT yang bergerak. Gambar 5 menggambarkan profil tahanan ujung (q_c) dan rasio gesekan (R_f) terhadap kedalaman berdasarkan hasil uji sondir di titik S-2 dan S-3. Pada makalah ini, titik sondir yang ditampilkan hanya titik sondir S-2 dan S-3 karena merupakan titik sondir terdekat dengan lokasi DPT yang bergerak dan berlokasi di belakang dinding DPT. Garis hitam putus-putus pada Gambar 5b merupakan batas antara jenis tanah butir kasar ($R_f < 2\%$) dan tanah butir halus ($R_f \geq 2\%$). Berdasarkan Gambar 5b, hasil uji sondir mengindikasikan bahwa jenis tanah di titik sondir S-2 dan S-3 didominasi oleh lapisan tanah butir halus. Klasifikasi jenis tanah dengan menggunakan metode Schmertmann (1969) juga mengindikasikan hal serupa bahwa jenis tanah di titik sondir S-2 dan S-3 didominasi oleh tanah lempung atau lanau dengan campuran pasir.



Gambar 6. Profil N_{SPT} terhadap kedalaman di titik uji bor dan SPT BH-01 dan BH-02

Hasil uji sondir kemudian juga mengindikasikan bahwa lapisan tanah timbunan dengan kedalaman hingga 5,2 m di bawah permukaan tanah (tanah timbunan) memiliki konsistensi lunak dengan nilai q_c berkisar antara 1 kg/cm² hingga 13 kg/cm². Hasil serupa juga ditunjukkan oleh hasil uji bor di titik BH-01 yang berlokasi di belakang dinding DPT di mana nilai SPT (N_{SPT}) di kedalaman hingga 5,2 m di bawah permukaan tanah berkisar antara 2 hingga 4 pukulan per 30 cm. Gambar 6 menggambarkan profil N_{SPT} terhadap kedalaman di titik BH-01 dan BH-02. Sebagai catatan, titik BH-02 terletak di sisi luar DPT. Kondisi tanah timbunan yang relatif sangat lunak menyebabkan tekanan lateral pendorong pada dinding DPT yang relatif besar. Apabila gaya-gaya lateral penahan dinding tidak mencukupi, maka dinding penahan tanah dapat mengalami kegagalan geser. Hal ini juga diduga merupakan salah satu penyebab kegagalan dinding DPT di lokasi studi. Dengan demikian, bentuk perbaikan yang diperlukan tidak hanya mencakup penggantian DPT yang retak, namun juga penggantian dan pemadatan material timbunan di belakang DPT.



Gambar 7. (a) Retakan dan (b) beda penurunan pada saluran drainase di belakang dinding

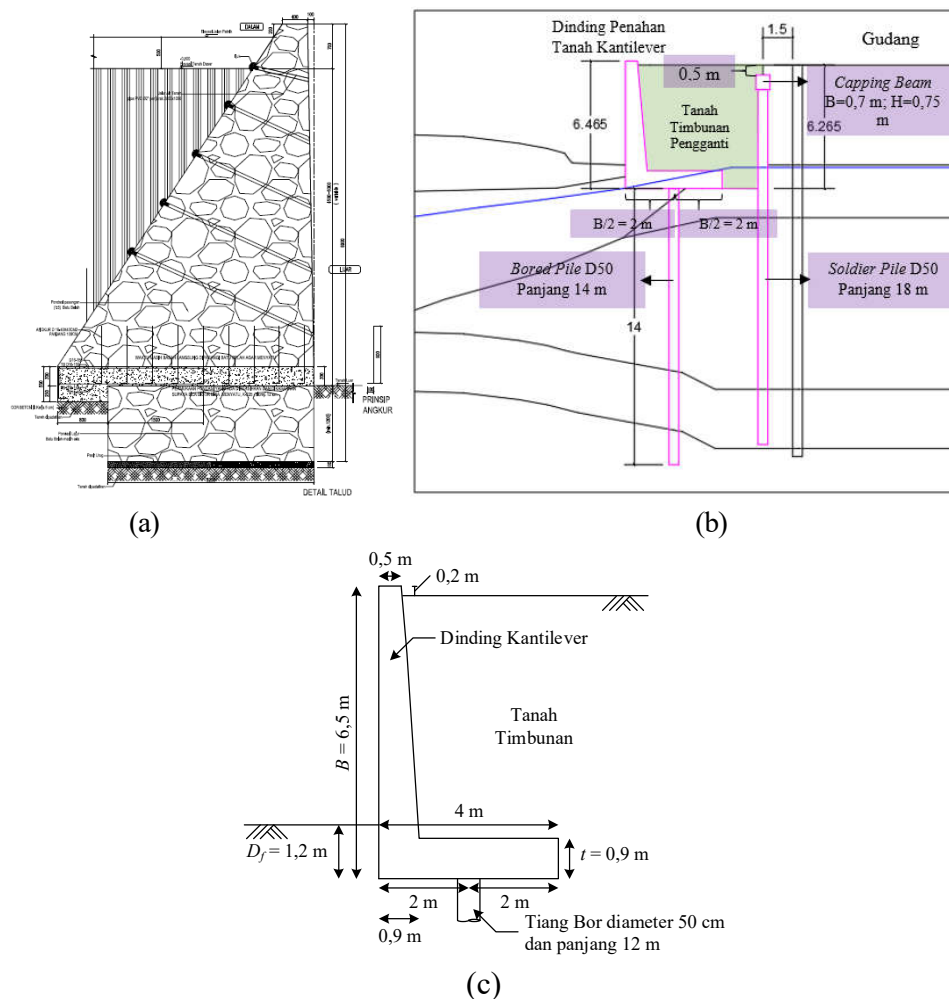
Gambar 7 menampilkan stratifikasi tanah dan kondisi kepadatan atau konsistensi tanah rata-rata di lokasi DPT yang bergerak. Stratifikasi tanah pada Gambar 7 menunjukkan adanya lapisan akuifer berupa lapisan pasir sedang hingga padat di bawah dinding DPT. Keberadaan lapisan akuifer dapat menjadi penyebab adanya erosi dalam yang menggerus lapisan tanah timbunan lempung yang berdekatan dengan lapisan akuifer. Hal ini dapat mengakibatkan lapisan tanah timbunan di bagian atas menjadi ambles seperti yang ditampilkan pada Gambar 5a.

Sebagai langkah perbaikan awal, penutupan lubang amblesan tanah dan retakan-retakan dengan menggunakan lapisan beton telah dilakukan. Hal ini bertujuan untuk menghindari penggenangan dan infiltrasi air hujan di lokasi

terjadinya amblesan tanah, serta mencegah masuknya air hujan melalui retakan-retakan dinding dan saluran. Rembesan air dan penggenangan dapat mengakibatkan pembentukan bidang gelincir baru, pelunakan tanah, dan peningkatan tekanan air pori di belakang dinding yang dapat berimbas pada peningkatan gaya pendorong pada DPT.

Tabel 1. Estimasi parameter tanah

Jenis tanah	γ_n (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	S_u (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	E' (kN/m ²)	ν	k (m/hari)
Lempung lunak	16,9	17,8	7,5	1,3	28	2100	0,33	$2,12 \times 10^{-5}$
Pasir sedang hingga padat	18,1	18,1	-	1,0	33	84000	0,30	0,6
Lanau lempungan sangat kaku	20,5	20,5	93,8	16,4	28	60000	0,33	$2,33 \times 10^{-5}$
Lempung lanauan sedang	14,6	14,8	18,8	3,3	27	12000	0,33	$3,35 \times 10^{-5}$
Lanau lempungan kaku	15,2	15,3	41,3	7,2	27	26400	0,33	$6,01 \times 10^{-5}$
Pasir sedang hingga padat	18,7	18,7	-	1,0	35	108000	0,30	0,6
Pasir padat	20,4	20,4	-	1,0	38	152000	0,30	0,6



Gambar 8. (a) Struktur DPT eksisting, (b) struktur-struktur penahan tanah, dan (c) dimensi struktur DPT pengganti

3.2 Analisis Numerik Berbasis Metode Elemen Hingga

Analisis numerik dengan menggunakan program berbasis metode elemen hingga dua dimensi juga dilakukan guna menginvestigasi penyebab kegagalan dinding penahan tanah secara menyeluruh dan mengevaluasi kestabilan global dinding penahan tanah pada kondisi jangka pendek, jangka panjang, dan gempa. Kemudian, perilaku tanah pada studi ini disimulasikan dengan model material Mohr-Coulomb. Tipe drainase *Undrained* B digunakan untuk tanah kohesif seperti tanah lempung dan lanau, sedangkan untuk tanah non-kohesif, tipe drainase *Drained* digunakan.

Tabel 1 menunjukkan parameter tanah yang digunakan di dalam analisis numerik meliputi berat isi natural (γ_n), berat isi jenuh (γ_{sat}), kuat geser tidak terdrainase (s_u), kohesi efektif (c'), sudut geser dalam efektif (ϕ'), modulus Young efektif (E'), angka Poisson (ν), dan permeabilitas tanah (k). Parameter tanah pada Tabel 1 merupakan hasil dari uji laboratorium dan analisis balik terhadap kestabilan global dinding penahan tanah eksisting.

Selain tanah, komponen-komponen struktur berupa DPT, fondasi tiang, *contiguous bored pile* (CBP), *capping beam*, dan pelat lantai juga dimodelkan di dalam analisis numerik. Gambar 8 menunjukkan struktur DPT eksisting dan DPT pengganti yang digunakan dan disimulasikan di dalam analisis numerik. Perilaku struktur dinding penahan tanah pada studi kasus ini dimodelkan sebagai satu klaster material dengan jenis material *linear elastic* dan tipe drainase *nonporous*. Sementara itu, elemen setara pelat (*equivalent plate element*) dengan perilaku material elastis dan isotropik digunakan untuk memodelkan struktur CBP, *capping beam* CBP, fondasi tiang bor untuk DPT pengganti, kelompok fondasi tiang pancang gudang, dan pelat lantai gudang.

CBP digunakan pada studi kasus ini sebagai dinding penahan tanah yang berfungsi untuk melindungi struktur gudang dari pergerakan pada saat konstruksi dinding penahan tanah pengganti dilakukan. Tiang CBP direncanakan memiliki panjang 18 m, diameter tiang 50 cm, dan spasi as ke as tiang 50 cm. *Capping beam* CBP dengan ukuran 0,7 m $\times$ 0,75 m dimodelkan terbenam sedalam 0,5 m dari permukaan tanah. Selanjutnya, konstruksi dinding penahan tanah pengganti direncanakan berupa dinding kantilever beton yang didukung oleh fondasi tiang bor dengan panjang tiang 12 m, diameter tiang 50 cm, dan spasi as ke as tiang bor sebesar 1 m. Gudang disimulasikan di dalam analisis numerik sebagai beban merata sebesar 40 kN/m² yang berada diatas pelat lantai beton dengan ketebalan 0,15 m dan fondasi kelompok tiang pancang dengan dimensi 2 $\times$ 2 (total 4 tiang pancang). Tiang pancang yang digunakan adalah tiang pancang segitiga dengan panjang sisi 0,32 m dan panjang sebesar 18 m. Sebagai tambahan, beban kerja sebesar 10 kN/m² di atas tanah timbunan dan beban pagar beton sebesar 2,9 kN/m² juga disimulasikan di dalam analisis numerik. Tabel 2 menampilkan estimasi parameter struktur yang digunakan di dalam analisis numerik berupa berat isi material (γ_m), modulus elastisitas material (E), kekakuan normal (EA) dengan A adalah luas penampang struktur, kekakuan lentur (EI) dengan I adalah momen inersia penampang, berat struktur (w), dan nilai ν material struktur. Nilai E struktur beton ditentukan berdasarkan rekomendasi ACI 318-M sebesar $4700f_c^{0.5}$ di mana f_c' adalah kuat tekan karakteristik beton yang diasumsikan nilainya sebesar 32 MPa. Sebagai tambahan, interaksi tanah struktur dimodelkan sebagai *interface element* dengan faktor pengurangan kekuatan geser (R_{inter}) sebesar 0,7 (Brinkgreve & Shen, 2011).

Tabel 2. Estimasi parameter struktur

Jenis struktur	γ_m (kN/m ³)	E (kN/m ²)	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
<i>Contiguous Bored Pile</i> (CBP)	-	$2,66 \times 10^7$	$1,04 \times 10^7$	$1,63 \times 10^5$	2,04	0,15
<i>Capping Beam</i> CBP	-	$2,66 \times 10^7$	$1,40 \times 10^7$	$6,54 \times 10^5$	18,00	0,15
Fondasi tiang bor untuk DPT pengganti	-	$2,66 \times 10^7$	$5,22 \times 10^6$	$8,16 \times 10^4$	2,05	0,15
Fondasi gudang	-	$2,66 \times 10^7$	$1,01 \times 10^7$	$8,42 \times 10^5$	4,79	0,15
Lantai gudang	-	$2,66 \times 10^7$	$3,99 \times 10^6$	$7,48 \times 10^3$	3,60	0,15
DPT	24,00	$2,66 \times 10^7$	-	-	-	0,15

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

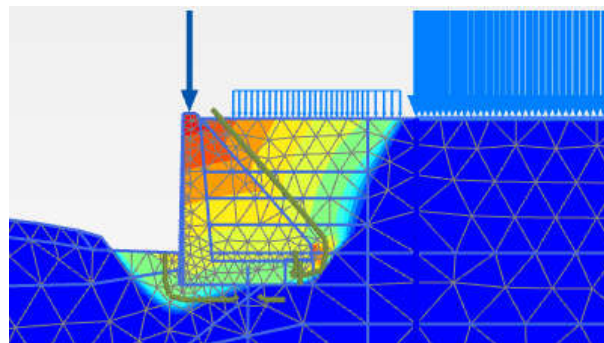
Tabel 3 menunjukkan faktor keamanan terhadap kestabilan eksternal DPT eksisting berdasarkan perhitungan konvensional. Sebagai catatan, cek pada Tabel 3 bernilai O.K. apabila nilai FK_O , FK_S , lebih besar dari FK_R dan q_{max} dan e bernilai kurang dari q_{all} dan $B/6$. Sebaliknya, cek bernilai N.G. (*not good*) apabila nilai FK_O , FK_S , lebih kecil dari FK_R dan q_{max} dan e bernilai lebih dari q_{all} dan $B/6$. Hasil analisis pada Tabel 3 mengindikasikan bahwa desain DPT tidak memenuhi kriteria baik terhadap kestabilan terhadap guling, geser lateral, daya dukung, maupun terhadap persyaratan eksentrisitas fondasi dinding. Kemudian, berdasarkan hasil analisis balik, nilai FK terhadap kestabilan global DPT eksisting pada kondisi jangka pendek adalah 1.03 dengan pola keruntuhan seperti yang digambarkan oleh Gambar 9. Dengan demikian, hasil analisis numerik dan dengan perhitungan konvensional mengonfirmasi hasil observasi lapangan bahwa DPT eksisting mengalami kegagalan geser lateral dan daya dukung dengan pola keruntuhan seperti yang ditampilkan pada Gambar 9. Hal ini disebabkan oleh kekuatan tanah timbunan dan tanah

dasar yang rendah. Kekuatan tanah timbunan yang rendah dapat diakibatkan oleh kualitas pemadatan yang kurang baik dan sistem drainase dinding yang tidak bekerja dengan baik, sehingga infiltrasi air hujan dapat tidak dapat segera dialirkan keluar dari tanah timbunan dan air mengisi rongga-rongga tanah timbunan serta melunakannya. Kemudian, berdasarkan hasil wawancara pada saat observasi lapangan, penyelidikan tanah tidak dilakukan sebelum konstruksi dinding penahan tanah eksisting. Dengan demikian, kualitas tanah dasar yang buruk tidak teridentifikasi.

Tabel 3. Faktor keamanan eksternal dinding eksisting

Kondisi	Kestabilan guling			Kestabilan geser			Daya dukung			Eksentrisitas fondasi		
	FK_O	FK_R	Cek	FK_S	FK_R	Cek	q_{max} (kN/m ²)	q_{all} (kN/m ²)	Cek	e (m)	$B/6$ (m)	Cek
Jangka pendek	1,50	2,00	N.G.	0,49	1,50	N.G.	418,8	35,4	N.G.	1,36	0,68	N.G.
Jangka panjang	2,06	2,00	O.K.	1,02	1,50	N.G.	347,1	95,2	N.G.	1,01	0,68	N.G.

Sebagai langkah perbaikan, DPT pengganti berupa dinding kantilever beton dengan fondasi diperkuat dengan fondasi tiang bor dan CBP dengan dimensi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 8b dan Gambar 8c perlu dikonstruksi. Selain itu, tanah timbunan pengganti diperlukan untuk mereduksi tekanan tanah yang bekerja pada dinding. Material timbunan pengganti yang digunakan merupakan material tanah kohesif dengan nilai minimum $s_u = 50$ kN/m² dan nilai $c' = 4$ kN/m² dan $\phi' = 35^\circ$, atau setara dengan nilai CBR (*California Bearing Ratio*) lapangan yang diperoleh dari uji DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*) sebesar 8.5% (Livneh & Ishai, 1987). Tabel 4 dan Tabel 5 secara berturut-turut menampilkan hasil analisis kestabilan eksternal dan global DPT pengganti. Hasil menunjukkan bahwa desain DPT pengganti telah memenuhi kriteria desain baik terhadap kestabilan eksternal maupun kestabilan global, sehingga desain DPT pengganti direkomendasikan untuk dikonstruksi.



Gambar 9. Bidang gelincir pada kondisi dinding eksisting

Tabel 4. Faktor keamanan eksternal dinding penahan tanah pengganti

Kondisi	Kestabilan guling			Kestabilan geser			Daya dukung			Eksentrisitas fondasi		
	FK_O	FK_R	Cek	FK_S	FK_R	Cek	q_{max} (kN/m ²)	q_{all} (kN/m ²)	Cek	e (m)	$B/6$ (m)	Cek
Jangka pendek	4,42	2,00	O.K.	2,81	1,50	O.K.	473,3	861,1	O.K.	-0,08	0,67	O.K.
Jangka panjang	3,18	2,00	O.K.	2,04	1,50	O.K.	473,3	998,5	O.K.	0,22	0,67	O.K.

Tabel 5. Faktor keamanan global dinding penahan tanah pengganti

Kondisi	Kestabilan global		
	FK	FK_R	Cek
Jangka pendek (selesai konstruksi)	4,03	1,30	O.K.
Jangka panjang (masa layan)	2,58	1,50	O.K.
Gempa	1,57	1,10	O.K.

5. KESIMPULAN DAN SARAN

Makalah ini memaparkan hasil evaluasi kegagalan dinding penahan tanah bertipe gravitasi di Cikupa, Tangerang, Banten berdasarkan hasil observasi lapangan dan analisis dengan menggunakan metode elemen

hingga dan metode konvensional. Selain itu, desain dinding penahan tanah pengganti direkomendasikan pada makalah ini sebagai langkah perbaikan dinding eksisting. Berdasarkan hasil observasi dan analisis, dinding penahan tanah eksisting diindikasikan mengalami kegagalan geser dan daya dukung yang diakibatkan oleh kualitas timbunan dan kekuatan tanah dasar yang kurang baik dan tidak teridentifikasi karena tidak adanya penyelidikan tanah sebelum konstruksi dinding penahan tanah. Perbaikan dinding penahan tanah eksisting berupa penggantian menjadi dinding kantilever beton dengan fondasi yang diperkuat oleh tiang bor direkomendasikan. Selain itu, diperlukan *contiguous bored pile* sebagai dinding penahan tanah yang melindungi struktur gudang pada saat dinding penahan tanah pengganti dikonstruksi. Desain dinding kantilever pengganti pada makalah ini telah memenuhi kriteria keamanan terhadap kestabilan eksternal dan kestabilan global.

DAFTAR PUSTAKA

- ACI Committee 318. 2008. *ACI 318M-08: Building code requirement for structural concrete and commentary*. ACI, Michigan, USA.
- Badan Standardisasi Nasional. 2017. *SNI 8460-2017: Persyaratan perancangan geoteknik*. BSN, Jakarta, Indonesia.
- Brinkgreve, R. B. J., Shen, R. F. 2011. Structural Elements and Modelling Excavations in Plaxis. *PowerPoint Presentation File*, Delft, the Netherlands.
- Budhu, M. 2011. Soil mechanics and foundation. 3rd edition. *John Wiley and Sons*, New Jersey, USA.
- Caquot, A., and Kerisel, J. 1953. Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent. *Proceedings of Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 16-27 August, Zurich, Swiss.
- Das, B. 2011. Principles of foundation engineering. 7th ed. *Cengage Learning*, Stamford, USA.
- Hanna, A. M. and Meyerhof, G. G. 1981. Experimental evaluation of bearing capacity of footings subjected to inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*. 18 (4), pp. 599–603.
- Hansen, J. B. 1970. A revised and extended formula for bearing capacity. *Bulletin 28, Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, Denmark.
- Livneh, M. and Ishai, I. 1987. Pavement and material evaluation by dynamic cone penetrometer. *Proceedings of Sixth International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements*, 13-17 July, Michigan, USA.
- Meyerhof, G. G. 1963. Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*. 1 (1), pp. 16–26.
- Prandtl, L. 1921. Über die eindringungsfestigkeit (härte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*. 1 (1), pp. 15–20.
- Reissner, H. 1924. Zum Erddruckproblem. *Proceedings of First International Congress of Applied Mechanics*, Delft, the Netherlands.
- Schmertmann, J. H. 1969. Dutch friction cone penetration exploration of research area at Field 5, Eglin Air Force Base, Florida, US Army Waterways Experimental Station, Vicksburg, Mississippi. Contract Report S-69-4.
- Vesic, A. S. 1973. Analysis of ultimate loads of shallow foundation. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers (ASCE)*. 99 (1), pp. 45–73.
- Yewalekar, M. B., Yewalekar, M. B., Jain, V. S., Samleti, A. T., Ghorpade, K. H. 2020. Causes of failure of retaining wall and it's prevention: a review. *International Journal of Engineering, Science, and Computing (IJESC)*. 10(3).