

PERENCANAAN KONSTRUKSI DINDING PENAHAN TANAH PADA UNDERPASS JEMURSARI SURABAYA

Suwarno^{1*}

¹Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan,
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya
Kampus Keputih Jl. Arief Rahman Hakim, Surabaya, Jawa Timur
*Email: suwarno.surabaya@gmail.com

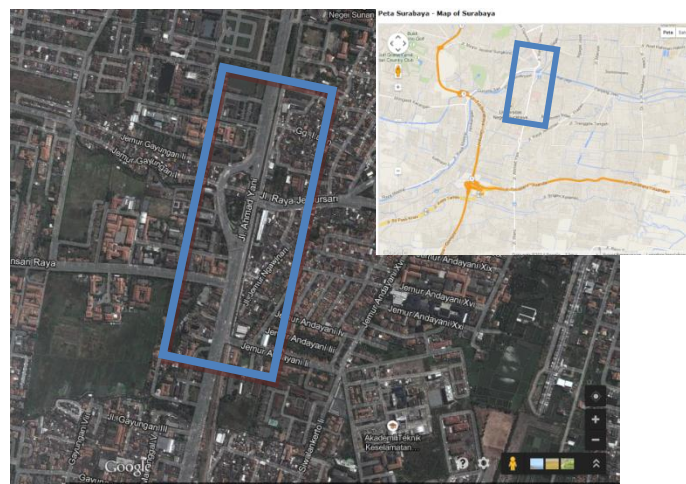
Abstrak

Jumlah kendaraan di kota Surabaya sudah menembus 3.610.029 unit pada tahun 2009 dan semakin meningkat dari tahun ke tahun dengan pertumbuhan rata-rata 83.798 unit atau terjadi penambahan kendaraan bermotor sebanyak 14.000 per bulan. Pertambahan kendaraan yang sangat besar tersebut tidak diikuti oleh pertambahan volume jalan yang ada. Underpass ini terletak di Jemursari yang menghubungkan bundaran Dolog dan Jalan Ahmad Yani Surabaya. Kawasan Bundaran Dolog merupakan salah satu lokasi kemacetan yang ada di Jalan Ahmad Yani. Untuk mengatasi kemacetan ini direncanakan simpang tidak sebidang (overpass atau underpass). Namun dipilih underpass karena lebih sesuai dengan kondisi lapangan dan hasil studi kelayakan yang telah dilakukan sebelumnya. Panjang underpass ini adalah 700 meter dan dibagi menjadi 2 (dua) bagian yaitu underpass tertutup 245 meter dan underpass terbuka 455 meter. Lebar jalan yang akan digali selebar 9,5 meter untuk 2 lajur. Ada bagian khusus yaitu sepanjang 10 meter underpass tertutup yang berada dibawah sungai. Dengan adanya sungai ini maka diperlukan penggalian sampai elevasi 9 m, untuk memberikan tinggi bebas sebesar 5,5 meter. Konstruksi dinding penahan pada underpass Jemursari ini diusulkan 3 (tiga) alternatif yaitu secant pile, dinding diafragma, dan sheet pile. Dari ketiga alternatif yang diusulkan tersebut disimpulkan bahwa desain dengan kombinasi secant pile dan dinding diafragma adalah type yang paling ekonomis ditinjau dari kebutuhan material yang dipakai.

Kata kunci: underpass, dinding penahan tanah, sheet pile, secant pile, dinding diafragma.

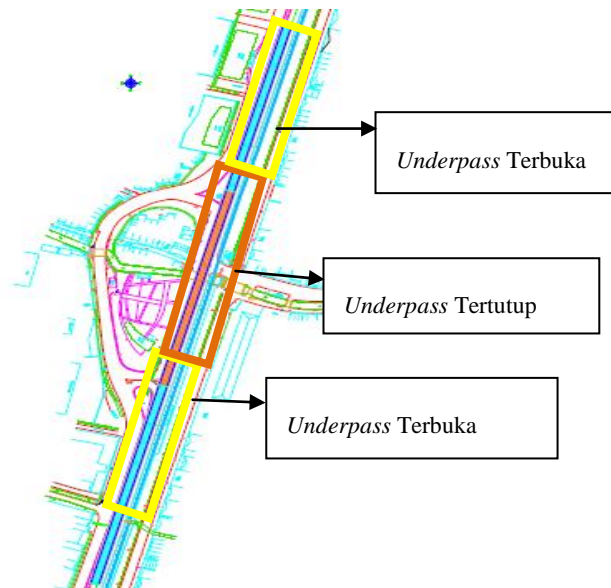
PENDAHULUAN

Surabaya dengan luas wilayah 374,36 km², tahun 2012 jumlah penduduk mencapai 3.110.187 jiwa. Jumlah kendaraan sudah menembus 3.610.029 unit pada tahun 2009. Terjadi pertambahan kendaraan bermotor sebanyak 14.000 per bulan. Pertambahan kendaraan yang sangat besar tersebut tidak mampu diikuti pertambahan volume jalan. Hal tersebut mengakibatkan volume jalan akan melebihi kapasitas atau daya layan. Oleh sebab itu perlu dilakukan rekayasa lalu lintas dengan cara membangun underpass. Lokasi pembangunan underpass dapat dilihat di Gambar 1.



Gambar 1. Lokasi Underpass Jemursari Jalan Ahmad Yani

Panjang total underpass 700 meter yang dibagi menjadi dua bagian, yaitu underpass tertutup 245 meter dan terbuka 455 meter. Lebar jalan yang akan digali selebar 9,5 meter untuk 2 lajur. Ada sekitar 10 meter *underpass* tertutup yang berada dibawah sungai. Dengan adanya sungai maka diperlukan penggalian sampai elevasi -9 m, untuk memberikan tinggi bebas sebesar 5,5 meter.



Gambar 2. Layout underpass Jemursari.

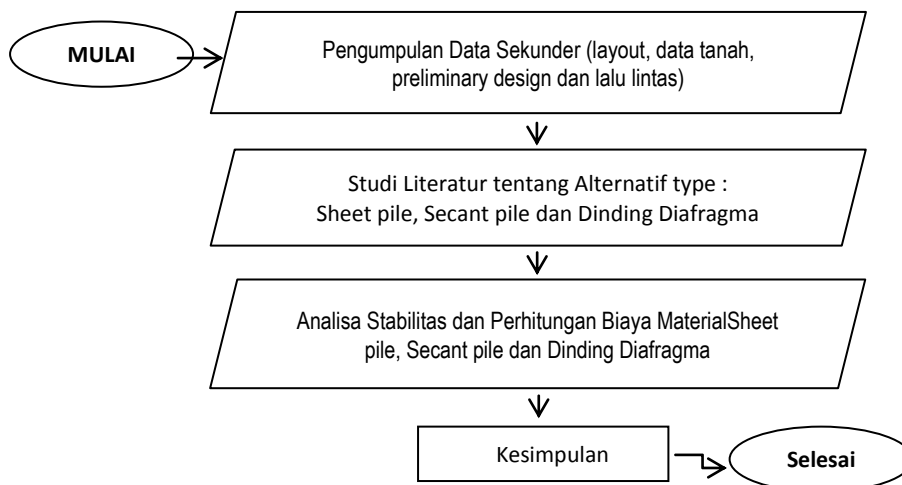
Rumusan masalah dalam makalah ini adalah :

- Bagaimana merencanakan panjang *sheetpile* sebagai dinding penahan tanah,
- Bagaimana menentukan panjang *secantpile* yang sesuai,
- Bagaimana merencanakan dinding diafragma,
- Kombinasi type struktur yang paling optimal untuk dipakai berdasarkan kebutuhan material.

Manfaat dari makalah ini dapat dijadikan alternatif perencanaan *underpass* di lokasi lain dengan karakteristik tanah dasar yang serupa. Batasan masalah adalah rencana anggaran biaya tidak menghitung metode pelaksanaan, hanya berdasarkan harga material yang dipergunakan saja.

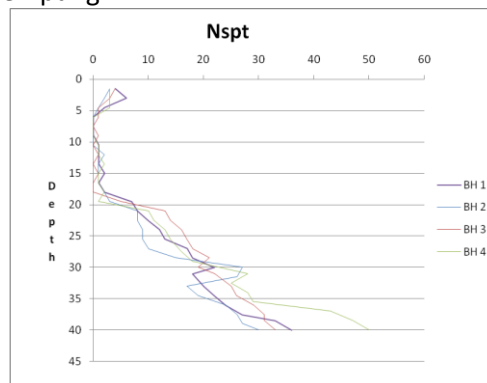
METODOLOGI

Metodologi perencanaan mengikuti bagan alir seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.



Gambar 3. Metodologi Perencanaan

Data tanah hasil pengeboran 4 (empat) titik menunjukkan bahwa nilai N-SPT lapisan tanah lunak dijumpai sampai kedalaman 20.00 meter. N-SPT hasil bor ditunjukkan dalam Gambar 4. Jenis tanah didominasi lanau dan lempung.



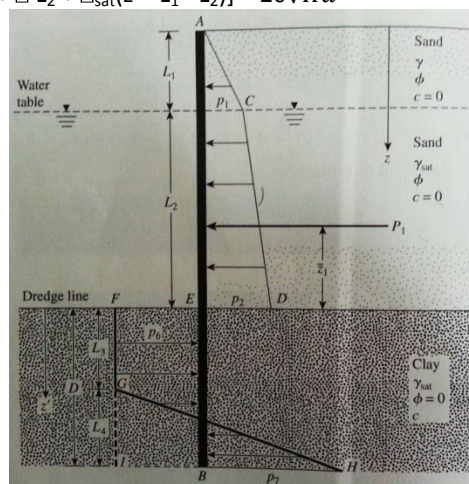
Gambar 4. Nilai N-SPT Lapisan Tanah

HASIL DAN PEMBAHASAN.

1. Perancangan Dinding Turap (Sheet Pile)

Dinding penahan tanah dengan *cantilever sheet pile* menembus lapisan tanah lempung yang memiliki *undrained cohesion* c ($\phi = 0$). Diagram tegangan untuk dinding sheet pile dapat dilihat pada Gambar 5.

Tekanan aktif: $\sigma_a = [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2)] - 2c\sqrt{Ka}$ (1)



Gambar 5. Diagram Tekanan Sheet Pile.

Tekanan pasif : $\sigma_p = \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2) + 2c$ (2)

Tekanan pada *dredge line* : $\sigma_6 = \sigma_p - \sigma_a$

$= [\gamma_{sat}(z - L_1 - L_2) + 2c\sqrt{Ka}] - [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2)] + 2c\sqrt{Ka}$ (3)

Tekanan pasif dari kanan ke kiri :

$\sigma_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat} D) + 2c\sqrt{Kp}$ (4)

Tekanan aktif dari kiri ke kanan :

$\sigma_a = \gamma_{sat} D - 2c$ (5)

maka, tekanan pada dasar sheet pile = $\sigma_7 = \sigma_p - \sigma_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$ (6)

Untuk analisa kesetimbangan, $\Sigma F_H = 0$, dapat dilakukan dengan menggunakan luasan diagram tekanan ACDE dikurangkan dengan luasan EFIB ditambah dengan luasan GIH = 0, atau :

$P_1 - [4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)]D + \frac{1}{2}L_4[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] = 0$

dengan $P_1 =$ diagram tekanan ACDE.

$Z_1 = \frac{1}{P_1}$ (7)

Penyederhanaan hasil sebelumnya

$$L_4 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - P_1}{4c} \quad (8)$$

Momen di titik B ($\Sigma M_B = 0$)

$$D^2[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12cz_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0 \quad (9)$$

Setelah didapatkan D_{teori} , maka perlu *safety factor* 1,4 - 1,6.

$$\text{maka, } D_{lapagan} = 1,4-1,6 D_{teori} \quad (10)$$

Bending momen maksimum

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} \quad (11)$$

$$M_{max} = P_1(z' + z_1) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} \quad (12)$$

Hasil perhitungandiperoleh hasil kedalaman teoritis sheetpile adalah $D = 9,53$

Kedalaman penanaman sheet pile praktis :

$$D' = SF \times D = 1,4 \times 9,53 = 13,342 \text{ m}$$

Dengan demikian panjang total sheet pile kebutuhan :

$$L = H + D' = 6 + 13,342 = 19,342 \text{ m} \approx 19,5 \text{ m}$$

maka, panjang sheet pile yang dibutuhkan adalah 19,5 m \rightarrow dipakai 20 meter.

Type sheet pile beton = W-600 A 1000

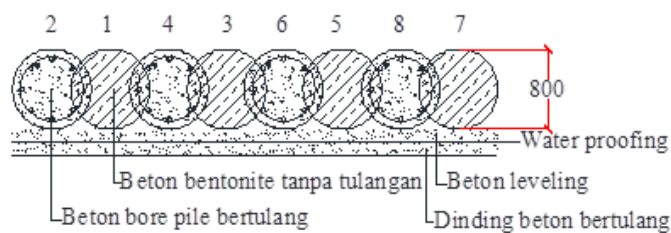
Cracking momen turap = 50.6 tm

maka, $M_{beban} = 45,38 \text{ tm} > M_{cracking} \text{ Turap} = 50.6 \text{ tm}$.

Jadi, dipakai sheet pile beton dengan tipe W-600 A 1000 dengan panjang 20 meter.

2. Dinding Bored Pile (Secant Pile)

Pada dasarnya tiang bor atau *Bored Pile*, digunakan untuk mengistilahkan tiang pondasi yang dicor di tempat (*cast in place pile*) dengancara mengebor lubang kemudian mengecornya dengan beton. Pada umumnya tiang bor berdiameter diatas 750mm.



Gambar 6. Secant Pile

Perhitungan daya dukung tiang didasarkan pada dua hal, yaitu tahanan ujung tiang (*end bearing capacity*) dan tahanan gesekan tiang (*friction bearing capacity*).

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (13)$$

dengan :

Q_u = kapasitas tiang ultimit (maksimal),

Q_p = kapasitas ujung tiang,

Q_s = kapasitas gesekan tiang.

a. Kontrol Kedalaman Dinding Berdasarkan Hydrodynamic

Kedalaman yang aman terhadap hydrodynamic berarti konstruksi dinding aman pada saat proses penggalian, sehingga nantinya aliran air tanah tidak akan menjadi masalah yang serius dan penggalian aman dilakukan.

i (gradien hidrolis) $\times SF < i_{cr}$ (gradien hidrolis kritis)

$$i_{exit} \times 1.2 < i_{critical} \quad \frac{\Delta h}{Dc} \times 1.2 < \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (14)$$

dengan :

Δh = Perbedaan tinggi muka air tanah dengan *dredge line*,
 D_c = Kedalaman aman berdasarkan hydrodynamic,
 γ' = Berat jenis efektif tanah,
 γ_w = Berat jenis air.

b. Kontrol Terhadap Uplift

Adanya beban *uplift* dan air tanah mengakibatkan konstruksi terkena bahaya beban angkat keatas. Untuk itu dilakukan analisa antara kesetimbangan beban dengan *uplift*, sebagai berikut :

$$F_u = \gamma_w \cdot h_w \cdot A \quad (15)$$

$$SF = \frac{W_{struktur}}{F_u} > 1,2 \quad (16)$$

dengan : F_u = gaya uplift

γ_w = berat jenis air

h_w = tinggi air

A = luas pelat.

Perhitungan kedalaman *secant pile* berdasarkan $\sum M = 0$.

$\sum M = -7.068d^2 + 57.574d - 235.918 = 0$; dan diperoleh nilai $d = 8.17$ m. Direncanakan dengan SF = 1.3, maka kedalaman penanaman *secant pile* = $8.17 \times 1.3 = 10.62$ m; jadi panjang total *secant pile* (H) adalah kedalaman galian + kedalaman penanaman : $6 + 10.62 = 16.621$ m ≈ 17 m. Kedalaman ini masih dikontrol terhadap beban hydrodynamic agar konstruksi dinding aman pada saat proses penggalian, sehingga nantinya aliran air tanah tidak akan menjadi masalah yang serius dan penggalian aman dilakukan. Kedalaman D_c aman dapat dihitung dengan mengontrol rasio antara nilai gradien hidrolis i dengan gradien hidrolis kritis.

i (gradien hidrolis) \times SF < i_{cr} (gradien hidrolis kritis)

$i_{exit} \times 1.2 < i_{critical}$

$$\frac{\Delta h}{D_c} \times 1.2 < \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

$$\frac{6}{D_c} \times 1.2 < \frac{0.55}{1}$$

$$7.2 < 0.55 D_c \rightarrow D_c > 13.09 \approx 13.5 \text{ m (menentukan).}$$

Jadi, total panjang *secant pile* (H) yang dibutuhkan adalah kedalaman galian + kedalaman penanaman (dari hasil analisa hydrodynamic): $6 + 13.5 = 19.5$ m.

Beban *uplift* dan air tanah mengakibatkan konstruksi terkena beban angkat yang dapat mempengaruhi kestabilan struktur *underpass* terutama pada saat pembangunan pelat paling dasar pada kedalaman -6.00 m sudah selesai. Untuk itu dilakukan analisa kesetimbangan akibat beban *Uplift*. Perhitungan kontrol terhadap muka air tanah, diambil pada elevasi +/- 0 meter terhadap luasan pelat lantai paling bawah sepanjang 1 meter.

Gaya uplift : $F_u = \gamma_w \cdot h_w \cdot A_{pelat} = 1 \times 6 \times 9.5 = 57$ ton.

Untuk berat struktur *underpass* adalah sebagai berikut :

$$W_{dinding} = \gamma_{beton} \times h_{dinding} \times A_{dinding} \times n = 2.4 \times 19.5 \times 0.785 \times 2 = 73.513 \text{ t}$$

$$W_{pelat\ bawah} = \gamma_{beton} \times t_{pelat\ bawah} \times A_{pelat\ bawah} = 2.4 \times 0.5 \times 9.5 = 11.4 \text{ t}$$

$$W_{struktur} = 73.513 + 11.4 = 84.913 \text{ t}$$

$$SF = \frac{W}{F_u} = \frac{84.913 \text{ t}}{57 \text{ t}} = 1.49 > 1.2 \dots OK$$

Perhitungan gaya dalam dan defleksi pada dinding.

$$\text{Momen maksimum} = 57.917 \text{ ton.m}$$

$$\text{Gaya geser maksimum} = 111.97 \text{ ton}$$

$$\text{Defleksi} = 4.25 \text{ mm}$$

Untuk penulangan *bored pile* (beton mutu 30 Mpa) berdiameter 800 mm, direncanakan berdasarkan momen maksimum yang terjadi $M_{max} = 57.917$ tm dengan hasil penulangan :

- Mutu baja (f_y) = 320 Mpa

- Diameter tulangan utama = 25 mm
- Diameter tulangan geser = 19 mm; dan diperoleh hasil :
- As perlu = 3481.632 mm² → Digunakan tulangan utama 8 D25 (As = 3926,991 mm²)

Luas tulangan tidak memenuhi syarat, karena luas tulangan kurang dari 1-6% dari *luas secant pile*, maka digunakan tulangan 12 D 25 (sesuai perhitungan program PCA column).

3. Dinding Diafragma.

Pada dasarnya, desain dinding diafragma dapat dilakukan seperti mendesain turap. Masalah yang penting disini adalah berapa panjang pemancangan yang cukup dari segi kekuatan dan rembesan, serta bagaimana penulangannya.

Desain Kedalaman Dinding Diafragma.

- Penentuan kedalaman titik jepit dinding :

$$Z_f = 1,4R \tag{17}$$

$$R = \sqrt[4]{EI/KB} \text{ (dalam satuan panjang)} \tag{18}$$

$$K = k_1/1,5 \tag{19}$$

nilai k_1 dari Tabel 1.

dengan :

Z_f = kedalaman titik jepit;

E = modulus elastisitas bahan

I = inersia bahan;

B = lebar penampang bahan

Tabel 1. Terzaghi's subgrade modulus k_1

Consistency	Stiff	Very Stiff	Hard
Cu			
kN/m ²	100-200	200-400	>400
Tons/ft ²	1-2	2-4	>4
Range of k_1			
MN/m ³	18-36	36-72	>72
Tons/ft ³	50-100	100-200	>200
Recommended k_1			
MN/m ³	27	54	>108
Tons/ft ³	75	150	>300

Kedalaman dinding dihitung dari persamaan momen $\Sigma Mp - \Sigma Ma = 0$ didapatkan kedalaman dinding (D_{teori}). Dari D_{teori} perlu dikalikan *safety factor* 1,3 untuk mendapatkan $D_{lapangan}$. Penentuan momen maksimal dinding dilakukan dengan caramenurunkan hasil persamaan momen $\Sigma Mp - \Sigma Ma = 0$. Setelah diturunkan masukan D_{teori} pada persamaan tersebut, maka akan didapatkan momen maksimal dinding.

Desain Beban Vertikal dan Tahanan Kulit

- a. Metode Caquot-Kerizel.

Metode ini terdiri dari daya dukung pada ujung dinding diafragma (*point of resistance*) dan daya dukung pada kulit/keliling dinding diafragma (*shaft friction*).

$$P_{ult} = \sigma_{ult}A + \frac{f}{2}Uh \tag{20}$$

dengan :

$$\sigma_{ult} = N1 (q \tan \phi - c)$$

A = luas permukaan (penampang); dan $q = \gamma h$ (tekanan di dasar)

ϕ = sudut geser dalam; dan c = kohesi

N1 = faktor daya dukung bergantung pada harga ϕ (Tabel 2).

f = koefisien dari gaya geser

h = kedalaman dinding dan U = luas permukaan dinding diafragma

Harga f dapat dihitung :

$$f = \frac{1}{2} \lambda \sum_{i=1}^f h_i \gamma_i \Delta i + \lambda \frac{\sum c_i h_i}{\sum h_i} \tag{21}$$

dengan :

h_i = panjang dinding yang tertanam dalam tanah

c_i = kohesi pada tanah yang bersangkutan

γ_i = bulk density (γ tanah)

$\lambda = 0,5$ untuk loose granular dan tanah plastis kohesif, 1 untuk tanah berbutir padat dan keras kohesif

Δ_i = faktor yang dapat dilihat pada Tabel 2.

b. Metode Kezdi

Daya dukung dinding diafragma harus dibuat mendekati harga maksimum tahanan geser permukaan (*shaft friction*). Teori yang dikembangkan oleh Kezdi memberikan harga tahanan geser permukaan (*shaft friction*) dan tahanan ujung (*point resistance*) sebagai fungsi dari *settlement*. Daya dukung dihitung dengan memberikan toleransi penurunan yang terjadi pada pondasi bangunan di sekitarnya. Perumusan Kezdi adalah :

$$P_{to} = P_{shaft} + P_{point\ resistance} + P_o \quad (22)$$

Untuk nilai P_{shaft} :

$$P_s = U\lambda\gamma \tan \phi \frac{h^2}{2} (1 - e^{-k \frac{s}{s_0-s}}) \quad (23)$$

dengan :

U = keliling *base area* (dasar) penampang

λ_0 = tekanan tanah dalam keadaan diam ($\lambda_0 = 1 - \sin \phi$)

γ = bulk density dan ϕ = sudut geser dalam

h = kedalaman dinding yang ditanam

k = faktor yang tergantung dari jenis tanah ; $k = 1$ untuk tanah kohesif dan $k = 4$ untuk tanah berbutir

S_0 = penurunan dengan nilai yang diasumsikan : 15-35 mm untuk tanah granular
 35-70 mm untuk tanah kohesif

Formula berlaku bila $0 \leq S \leq S_0$

Untuk nilai tahanan ujung batas (*point resistance*) :

$$P_{point} = a s d (h \gamma + \frac{P_{shaft}}{n d l}) \quad (24)$$

dengan :

D = tebal dinding; dan s = *settlement* nilainya diambil sama dengan S_0

n = konstanta bervariasi antara 5 dan 6; dan l = lebar panel

a = hubungan antara tahanan ujung batas dengan *settlement* (Lihat Tabel 3).

Tabel 2. Nilai Daya Dukung dan Koefisien Geser Menurut Caquot-Kerizel

ϕ°	N_s	Δ_t	ϕ°	N_s	Δ_t
0	5.14	0.00	23	19.22	1.45
1	5.38	0.02	24	20.70	1.52
2	5.63	0.04	25	22.32	1.81
3	5.90	0.06	26	24.08	2.03
4	6.18	0.08	27	26.12	2.28
5	6.52	0.11	28	28.30	2.55
6	6.88	0.14	29	30.77	2.86
7	7.24	0.17	30	33.55	3.21
8	7.61	0.20	31	36.66	3.61
9	8.02	0.24	32	40.15	4.06
10	8.45	0.28	33	44.07	4.58
11	8.94	0.33	34	48.57	5.17
12	9.45	0.38	35	53.58	5.85
13	10.05	0.44	36	59.33	6.64
14	10.67	0.50	37	65.95	7.54
15	11.31	0.57	38	73.60	8.60
16	12.00	0.64	39	82.35	9.85
17	12.78	0.72	40	92.50	11.27
18	13.67	0.82	41	104.40	12.98
19	14.58	0.92	42	118.32	14.99
20	15.58	1.03	43	134.64	17.39
21	16.67	1.15	44	154.02	20.26
22	17.89	1.29	45	177.03	23.71

Tabel 3. Nilai a Berdasarkan Jenis Tanah

Soil Type	A
Heavy clay	20-120
Lean clay, silt	50-150
Silty fine sand	100-300
Fine sand, silty sand	200-500
Coarse sand	300-700
Sandy gravel	500-1000

Untuk $P_o = \frac{d^2 \gamma_1}{2} N_\gamma$ (25)

dengan :

γ_1 = bulk density; N_γ = faktor daya dukung tergantung ϕ (Lihat Tabel 4)

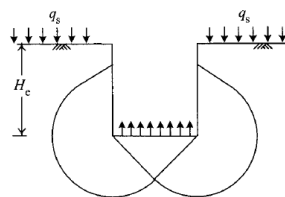
d = tebal dinding dan l = lebar panel

Tabel 4. Faktor Daya Dukung N_γ

ϕ_1°	N_γ	ϕ_1°	N_γ
10	0.4	30	11
15	1.0	35	25
20	3.4	40	59
25	5.1	45	150

Metode Daya Dukung Negatif

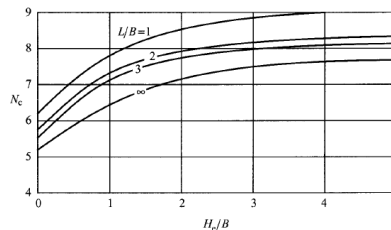
Asumsi metode ini adalah pemindahan beban tanah karena galian sama seperti pengangkatan keatas sebuah pondasi bangunan sehingga bidang keruntuhannya mirip dengan model keruntuhan pada pondasi dalam.



Gambar 7. Garis Keruntuhan Meliputi Seluruh Permukaan Galian

Bjerrum dan Eidel (1956) mengasumsikan bahwa garis keruntuhan kritis oleh basal heave adalah jari-jari lingkaran yang setara dengan $B/\sqrt{2}$ sehingga faktor keamanannya dihitung dengan rumus berikut. $F_b = \frac{N_c s_u}{\gamma H_e - q_s}$ (26)

dengan N_c adalah faktor daya dukung Skempton seperti pada Gambar 8.



Gambar 8. Faktor Daya Dukung Skempton (1951)

Perhitungan Tulangan

Tulangan dinding diafragma dihitung dari momen maksimum dari setiap tahapan penggalian dan penyokong. Dinding diafragma dianggap sebagai balok diatas tumpuan sederhana, yang dapat memiliki lebih dari dua tumpuan tergantung kondisi aktual.

Perkiraan Harga Material Konstruksi.

- Perkiraan biaya material untuk Underpass Terbuka ditunjukkan dalam Tabel 5.

Tabel 5. Total biaya *underpass* terbuka

No	Metode	Harga Kebutuhan Material
1	Sheet Pile	Rp26,665,271,169.60
2	Secant Pile	Rp35,187,401,226.29
3	Dinding Diafragma	Rp23,907,915,158.40

- Perkiraan biaya material untuk Underpass Tertutup ditunjukkan dalam Tabel 6.

Tabel 6. Total biaya *underpass* tertutup

No	Metode	Harga Kebutuhan Material
1	Secant Pile	Rp18,574,004,927.38
2	Dinding Diafragma	Rp29,730,971,088.00

Jadi ada 2 (type) yang dipakai yaitu *typedinding diafragma* untuk underpass terbuka sebesar Rp 23.907.915.158,40 dan untuk underpass tertutup dipilih *typesecant pile* sebesar Rp 29.730.971.088,00. Total biaya underpass Jemursari berdasarkan kebutuhan material sebesar Rp 42.481.920.085,78.

KESIMPULAN.

1. Untuk underpass terbuka alternatif dinding penahan tanah yang dapat dipergunakan :
 - a. Panjang sheet pile = 19.5 meter, atau
 - b. Panjang *secant pile* = 19.5 meter atau
 - c. Kedalaman dinding diafragma = 19.50 meter
2. Untuk Underpass tertutup :
 - d. Sheet pile tidak direkomendasikan.
 - e. Panjang *secant* adalah 24.00 meter. atau
 - f. Kedalaman dinding diafragma adalah 23.00 meter
3. Ditinjau dari biaya material, type konstruksi penahan tanah yang dipilih adalah :
 - c. Underpass terbuka dipilih type dinding diafragma dengan harga termurah berdasarkan kebutuhan material sebesar Rp 23.907.915.158,40.
 - d. Underpass tertutup dipilih type *secant pile* untuk underpass tertutup dengan harga termurah berdasarkan kebutuhan material sebesar Rp 29.730.971.088,00.
4. Total biaya underpass Jemursari berdasarkan kebutuhan material sebesar Rp 42.481.920.085,78.

DAFTAR PUSTAKA

- Das, B.M., Mochtar, N.E, dan Mochtar, I.B., 1985, Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik), Jilid I, Erlangga, Jakarta.
- Das, B.M., Mochtar, N.E, dan Mochtar, I.B., 1985 Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknik), Jilid II, Erlangga, Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Bina Marga. 2014. Standar Harga Satuan Dasar Konstruksi Dan Analisa Harga Satuan Pekerjaan, Surabaya.
- Design and Installation of Pressure-Grouted, Drilled Displacement Piles. NeSmith, W.M., 2002, Proceedings of the Ninth International Conference on Piling and Deep Foundations -2002 Nice, France.
- Wahyudi, Herman. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam. Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS, Surabaya
- Simatupang, P.T., 2008, Modul 1: Jenis Turap dan Turap Kantilever, Rekayasa Pondasi II, Pusat Pengembangan Bahan Ajar UMB, Jakarta.