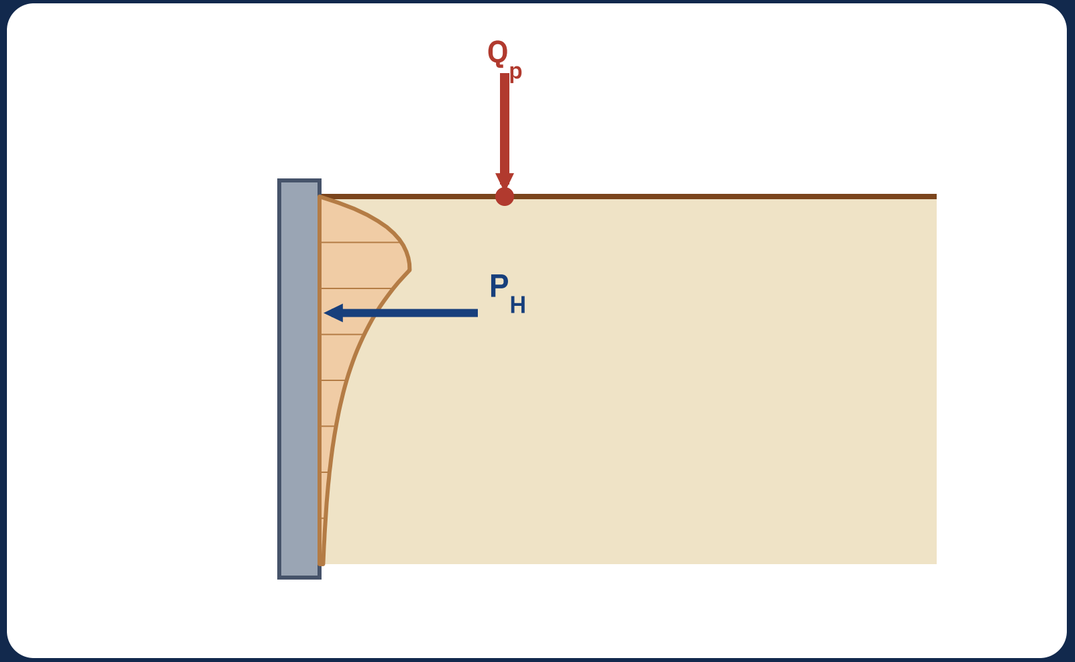
GeoTerva

地盤工学の講義スライド ・ 上載荷重

集中上載荷重

講義：地表面の集中載荷が擁壁に生じさせる土圧。2つの方法、合力、平面内の分布および複数載荷、計算例。

- $m = x/H \cdot n = z/H$
- $\sigma_H = (3Q_p/\pi)\, x^2 z/R^5$
- Terzaghi–NAVFACの図表
- P_HとL
- 平面内の分布



この講義で学ぶこと

- 集中荷重の幾何：**x**、**y**、**z**、**R**および無次元量**m = x/H**、**n = z/H**
- **弾性（剛な壁）**解：Boussinesq応力の2倍、最大圧力は**z = x/2**の位置；**x_{min} = 0.30 m**
- **Terzaghi–NAVFACの図表**：ケース1（$m \le 0.4$）およびケース2（$m > 0.4$）
- 合力**$P_H = (Q_p/H)\cdot I_0$**および高さ**$L = H\cdot I_1/I_0$**；I_0、I_1の閉形式表現
- **平面内**での壁に沿った分布（$\cos^2(1.1\,\theta)$）および**同一線上で最大3つの荷重**

講義の流れ

各項目は**3つの手順**で扱う：

1. **理論**：式とその根拠
2. **問題**：与条件と求めるもの
3. **解答**：数値を用いて手順ごとに

例題の壁：H = 15 m、集中荷重Q_p = 38 kNは壁からx = 5 m離れている。P_Hは荷重の断面における壁の単位長さあたりの力である（kN/m）。

壁面に作用する集中荷重

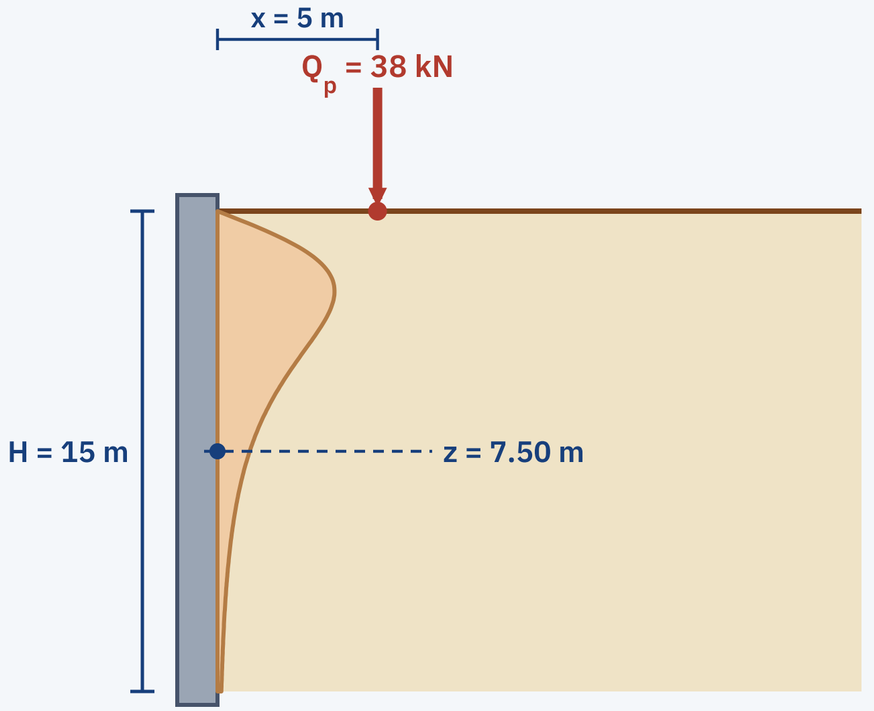
理論

地表面の集中荷重Q_pは地盤中に三次元の応力場を生じる。荷重が鉛直壁の影響域内にあれば、応力増分の一部は**水平土圧**として壁に伝達される

モジュールは壁に直角な直線に沿う圧力の深さ方向の変化、その**合力**と**作用線**、さらに平面内での壁に沿う分布を与える

$$m = \frac{x}{H}, \qquad n = \frac{z}{H}$$

H ― 擁壁高さ；**x** ― 擁壁から荷重までの水平距離；**z** ― 地表面からの深さ
y ― 荷重を通り擁壁に垂直な線から擁壁に沿った距離；**R = √(x² + y² + z²)**
σ_H ― 軸線上での土圧；σ'_H ― 平面内；P_H ― 合力；**L** ― 底面から作用線までの距離
θ ― 図表中の平面角；x_{min} ― 弾性法における最小計算距離 (0.30 m)



弾性解とTerzaghi–NAVFAC図表

理論

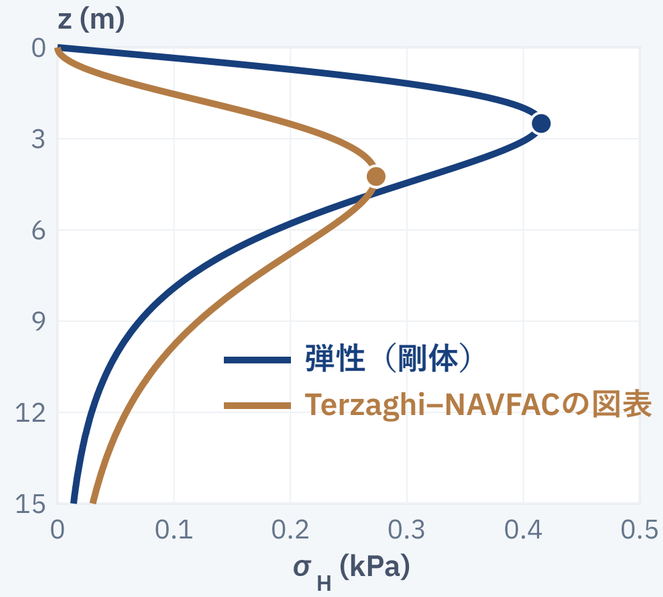
両者とも**変位しない壁**を表すが、**壁に近い荷重**の下で最も差異が生じる

弾性：Boussinesq応力の**2倍**：壁の反対側の鏡像荷重により壁面の水平変位がゼロになる（Mindlin 1936）；ポアソン比0.5

算図（Terzaghi 1954）：距離の影響は**m = 0.4**で止まる。0.4H以内の荷重は、0.4Hの距離にあるものとして描く

0.4H以内の荷重では、弾性解は壁面上部付近に**増大する圧力**を集中させるが、図表は単一の分布図を保つ；それより遠方では両者は同じ程度の値を与える

地盤断面（H = 15 m、x = 5 m、Q_p = 38 kN）



剛体壁：土圧、ピークおよび閉形式の合力

理論

荷重を通る鉛直線上（y = 0）：$\sigma_H = (3Q_p/\pi)\, x^2 z/R^5$。ピークは**z = x/2**で、$\sigma_{H,max} = 0.2733\, Q_p/x^2$である。

荷重が壁に近づくほど解は**特異**となる：P_Hは$\approx Q_p/(\pi x)$のように増大する。したがって**$x < x_{min} = 0.30$ m**では荷重を0.30 mの位置で計算する

臨界距離約**0.4H**以内では弾性解の信頼性が失われる：工学的判断が必要であり、図表は比較を与える。

$$\sigma_H = \frac{3}{\pi}\,\frac{Q_p}{H^2}\,\frac{m^2\, n}{\left(m^2+n^2\right)^{5/2}}$$

$$I_0 = \frac{1}{\pi}\left[\frac{1}{m} - \frac{m^2}{\left(1+m^2\right)^{3/2}}\right] \qquad I_1 = I_0 - \frac{1}{\pi\left(1+m^2\right)^{3/2}}$$

Terzaghi–NAVFAC：ケース1とケース2

理論

各深さで**n = z/H**を計算し、**m**に応じて式を選ぶ

ケース1の式にはmが含まれない：これはケース2のm = 0.4における値である（1.77 × 0.16 = 0.2832、**0.28**と表記）。0.4H以内の載荷は、どこに位置しても**同じ分布、P_HおよびL**の値を与える。

丸めのため、m = 0.4 の境界で P_H は小さな段差を生じる（≈ 1.1%）。L は連続のままである

$$\sigma_H = 0.28\,\frac{Q_p}{H^2}\,\frac{n^2}{\left(0.16 + n^2\right)^3} \qquad m \le 0.4 \text{（ケース1）}$$

$$\sigma_H = 1.77\,\frac{Q_p}{H^2}\,\frac{m^2\,n^2}{\left(m^2 + n^2\right)^3} \qquad m > 0.4 \text{（ケース2）}$$

P_H、LおよびI_0、I_1

理論

P_Hは土圧図の面積である；**L**は図心の擁壁底面からの高さである：合力は地表面から**H – L**の深さで作用する

P_Hは荷重自身の断面（y = 0）における力である；圧力は壁に沿って減少するため**壁の長さを掛けない**

$\sigma_H = (Q_p/H^2)\cdot f(n)$と書くと2つの無次元数が残る。弾性論では閉形式で、図表では数値（または閉形式）積分となる。図表の定数は、この積分を単一のm値で読んだものである：**m = 0.4**では$P_H = 0.787\ Q_p/H$、$L = 0.587\ H$、**m = 0.6**では$0.457\ Q_p/H$と$0.476\ H$である。

$$P_H = \frac{Q_p}{H}\, I_0 \qquad L = H\,\frac{I_1}{I_0}$$

$$I_0 = \int_0^1 f(n)\, dn \qquad I_1 = \int_0^1 f(n)\,(1-n)\, dn$$

壁面に沿う土圧と複数荷重

理論

弾性：σ_Hの式は壁の各点で成立する（$R^2 = x^2 + y^2 + z^2$）。一定深さでは圧力は壁に沿って$(R_0/R)^5$で減少し、ピークは$z = \sqrt{(x^2 + y^2)/2}$にある

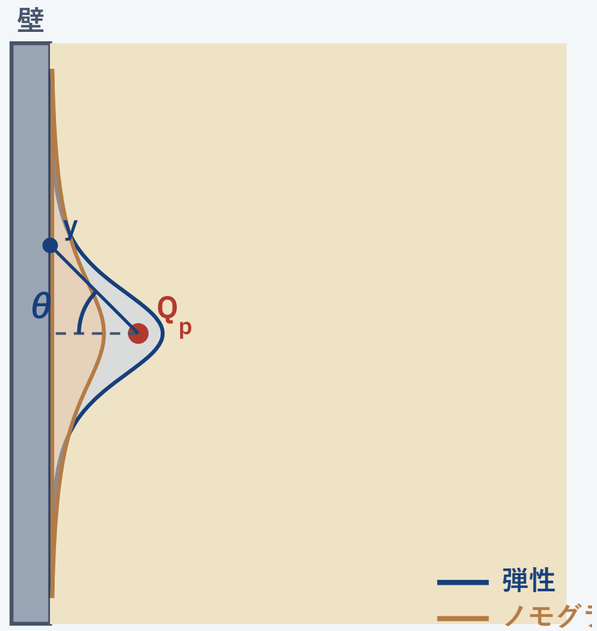
図表：軸線方向の圧力は平面角によって低減される；$1.1\,\theta$ の角度が90°に達すると（$\theta \approx 81.8°$）低減はゼロに保たれる

複数荷重（最大3個）：それぞれに固有のx_iと$Q_{p,i}$がある；圧力は応力増分であるため**重ね合わせる**；合力は底面に関するモーメントが釣り合う点に作用する

$$\sigma'_H = \sigma_H \cos^2(1.1\,\theta) \qquad \theta = \tan^{-1}\frac{y}{x}$$ （ノモグラフ）

$$\sigma_H = \sum_i \sigma_{H,i} \qquad P_H = \sum_i \frac{Q_{p,i}}{H} I_{0,i} \qquad L = \frac{\sum_i P_{H,i}\, L_i}{P_H}$$

平面：深さz = 2.5 mにおいて



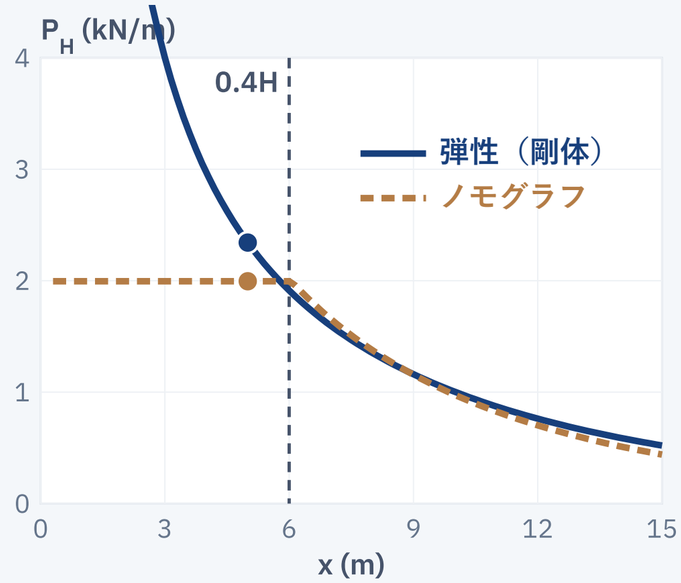
合力とその位置、荷重距離との関係

理論

x (m)	m	P_H 弾性	弾性L	P_H 算定図表	L図表	条件
0.30	0.020	40.32	14.70	1.99	8.81	ケース1
1.00	0.067	12.09	14.01	1.99	8.81	ケース1
2.00	0.133	6.03	13.05	1.99	8.81	ケース1
3.00	0.200	4.00	12.15	1.99	8.81	ケース1
4.00	0.267	2.97	11.33	1.99	8.81	ケース1
5.00	0.333	2.34	10.59	1.99	8.81	ケース1
6.00	0.400	1.91	9.94	1.99	8.81	ケース1
8.00	0.533	1.35	8.87	1.38	7.61	ケース2
10.00	0.667	1.00	8.05	0.9755	6.74	ケース2
15.00	1.000	0.5213	6.80	0.4402	5.45	ケース2

m ≤ 0.4（x ≤ 6 m）：図表は同じP_HとLを与える；荷重が近づくにつれて弾性P_Hは急激に増加する

m > 0.4：弾性合力はやや上方に作用する（Lがより大きい）



問題

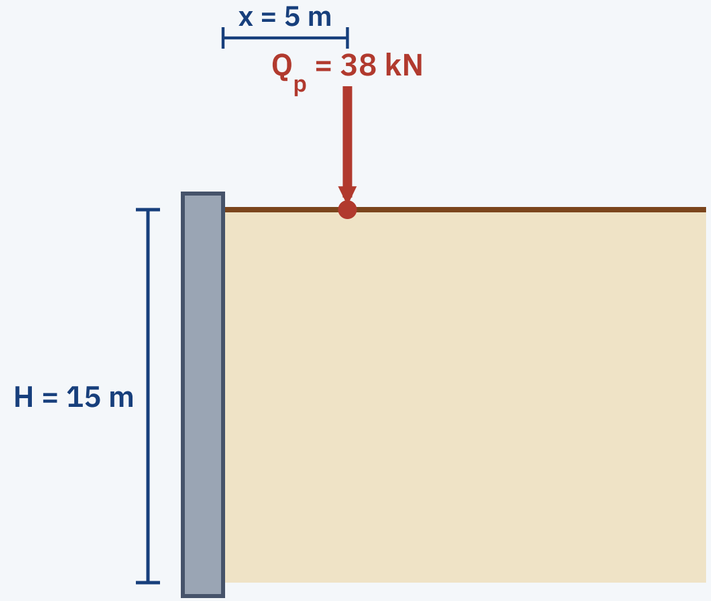
例題

与条件

壁	$H = 15.00$ m
荷重	$Q_p = 38.0$ kN、壁面から$x = 5.00$ m
手法	**弾性（剛体壁）；$x \geq x_{min}$**

求めるもの

m、最大土圧 $\sigma_{H,max}$（z = x/2）、I_0、I_1、P_H、L、および合力の地表面からの深さ。



解答 (1/3)

解答

1 距離比

$$m = \frac{x}{H} = \frac{5}{15} = \frac{1}{3} = \mathbf{0.333} \quad (x \geq x_{min} = 0.30 \text{ m})$$

2 ピーク深さ

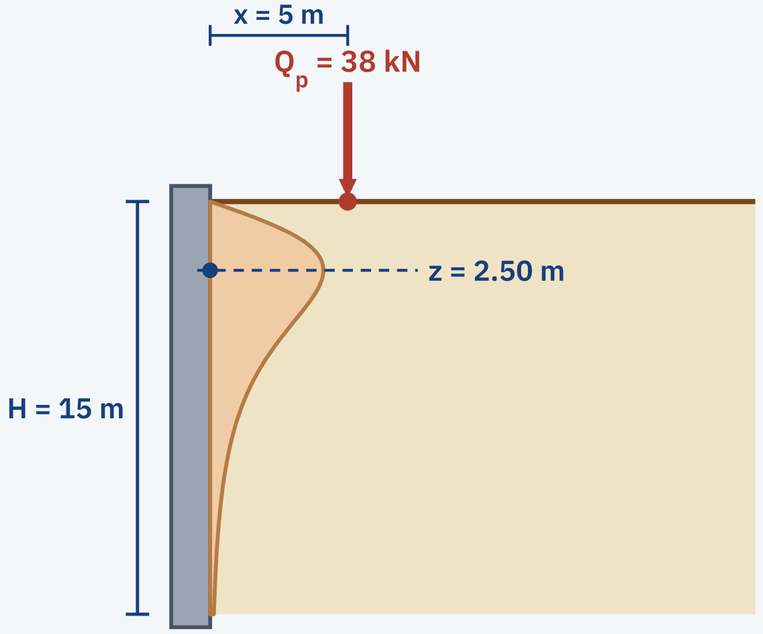
$$z = \frac{x}{2} = \mathbf{2.50} \text{ m}$$

$$R = \sqrt{x^2 + z^2} = \sqrt{25.00 + 6.25} = \mathbf{5.5902} \text{ m}$$

3 頂部の圧力

$$\sigma_{H,max} = \frac{3 \times 38}{\pi} \cdot \frac{5.00^2 \times 2.50}{5.5902^5}$$

$$\sigma_{H,max} = 36.287 \times 0.011449 = \mathbf{0.4154} \text{ kPa}$$



弾性ピークは**0.4154 kPa**で、深さz = 2.50 mにおいて：
0.2733 Q_p/x^2 = 0.4154 kPaと同じ値になる。

解答 (2/3)

解答

4 面積の無次元値I_0

$$I_0 = \frac{1}{\pi}\left[\frac{1}{m} - \frac{m^2}{(1+m^2)^{3/2}}\right] = \frac{1}{\pi}\left[3 - \frac{1/9}{(10/9)^{3/2}}\right] = \frac{1}{\pi}[3 - 0.09487] = \mathbf{0.92473}$$

5 モーメントの無次元値I_1

$$I_1 = I_0 - \frac{1}{\pi(1+m^2)^{3/2}} = 0.92473 - \frac{1}{\pi(10/9)^{3/2}} = 0.92473 - 0.27178 = \mathbf{0.65295}$$

I_0 = **0.92473**、I_1 = **0.65295**：mのみに依存する2つの数である；荷重と高さはこれらの外にある。

解答 (3/3)

解答

6 合力

$$P_H = \frac{Q_p}{H} I_0 = \frac{38}{15} \times 0.92473 = \mathbf{2.34}\ \text{kN/m}$$

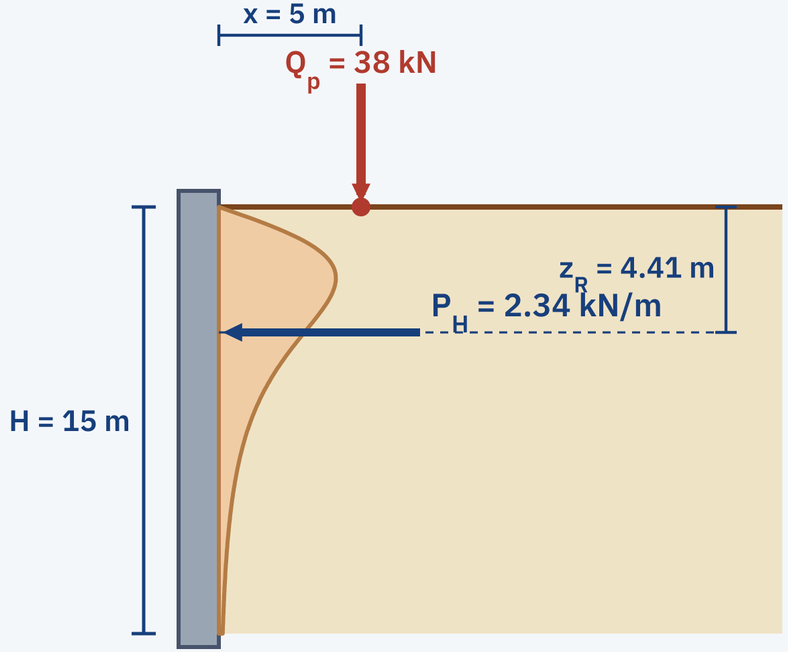
7 影響線（底面から）

$$L = H \frac{I_1}{I_0} = 15 \times \frac{0.65295}{0.92473} = \mathbf{10.59}\ \text{m}$$

8 地表面からの深さ

$$H - L = 15.00 - 10.59 = \mathbf{4.41}\ \text{m}$$

P_H = 2.34 kN/m、地表面の**4.41 m**下方（底面から10.59 m）。力は載荷重の断面に作用する：壁の長さを掛けてはならない。



GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

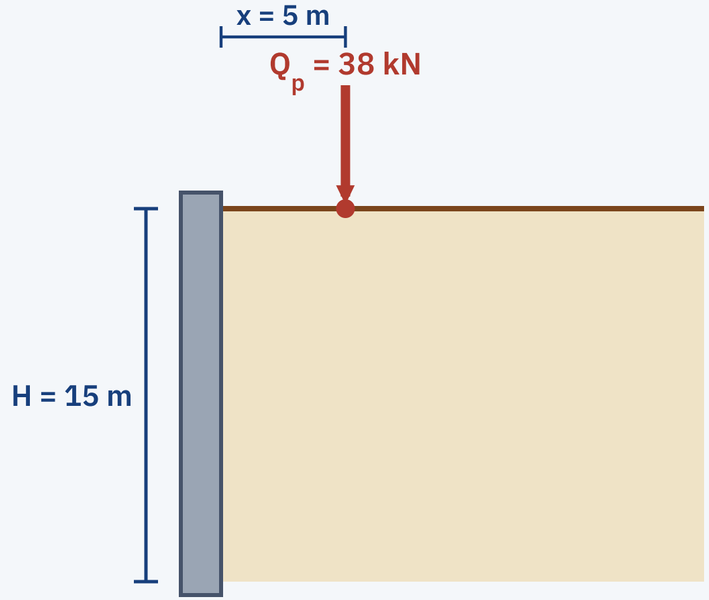
例題

求めるもの

ケースの選択、σ_H（z = 2.5 m）、I_0、I_1、P_Hおよび**L**。

与条件

壁と荷重	$H = 15.00$ **m,** $Q_p = 38.0$ **kN,** $x = 5.00$ **m**
手法	**Terzaghi–NAVFACの図表；**$z = 2.50$ **mにおける圧力**



解答 (1/3)

解答

1 ケースの選択

$$m = \frac{1}{3} = 0.333 \leq 0.4 \;\Rightarrow\; \text{ケース1：図 } m = 0.4\text{... で一定}$$

2 深さ比

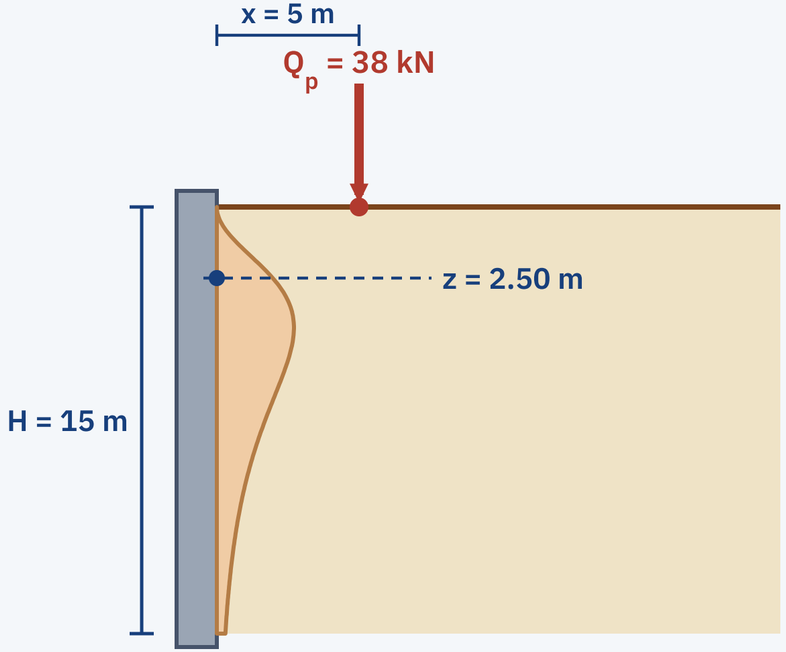
$$n = \frac{z}{H} = \frac{2.50}{15} = \mathbf{0.1667}$$

3 圧力

$$\sigma_H = 0.28\,\frac{38}{15^2}\cdot\frac{n^2}{(0.16+n^2)^3} = 0.04729 \times \frac{0.02778}{0.006621}$$

$$\sigma_H = 0.04729 \times 4.1953 = \mathbf{0.1984}\ \text{kPa}$$

z = 2.5 mにおける図表の圧力は**0.1984 kPa**；同じ深さで弾性解は0.4154 kPaを与える（ピーク）。



解答 (2/3)

解答

4 積分（閉形式、a = 0.16）

$$I_0 = \int_0^1 0.28\,\frac{n^2}{(a+n^2)^3}\,dn = 0.28\left[\frac{1}{8a(1+a)} - \frac{1}{4(1+a)^2} + \frac{\tan^{-1}(1/\sqrt{a})}{8a^{3/2}}\right]$$

5 数値

$$\frac{1}{8(0.16)(1.16)} = 0.6735 \qquad \frac{1}{4(1.16)^2} = 0.1858 \qquad \frac{\tan^{-1}2.5}{8(0.16)^{3/2}} = 2.3248$$

$$I_0 = 0.28\,[0.6735 - 0.1858 + 2.3248] = 0.28 \times 2.8125 = \mathbf{0.7875}$$

I_0 = **0.7875**：図表がm = 0.4に対して与える定数0.787 Q_p/Hと一致する。モジュールはこの積分を数値的に（Simpson）計算する。

解答 (3/3)

解答

6 $I_1 = I_0 - \int n\,f\,dn$（閉形式、a = 0.16）

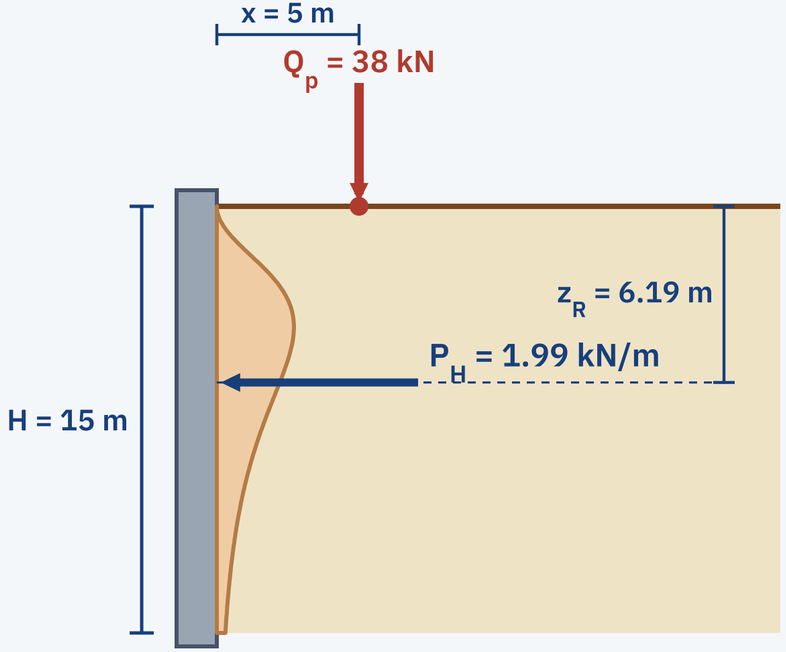
$$\int_0^1 nf\,dn = 0.28 \cdot \tfrac{1}{2}\left[\frac{1}{2a} - \frac{1}{1+a} + \frac{a}{2(1+a)^2}\right]$$

$$= 0.28 \times 1.1612 = 0.3251 \;\Rightarrow\; I_1 = 0.7875 - 0.3251 = \mathbf{0.4624}$$

7 合力と作用線

$$P_H = \frac{38}{15} \times 0.7875 = \mathbf{1.99}\ \text{kN/m}$$

$$L = 15 \times \frac{0.4624}{0.7875} = \mathbf{8.81}\ \text{m}$$



図表：**P_H = 1.99 kN/m**、L = **8.81 m**（地表面から6.19 m）。弾性解に比べて合力は15%小さく、作用線は1.78 m下方にある。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

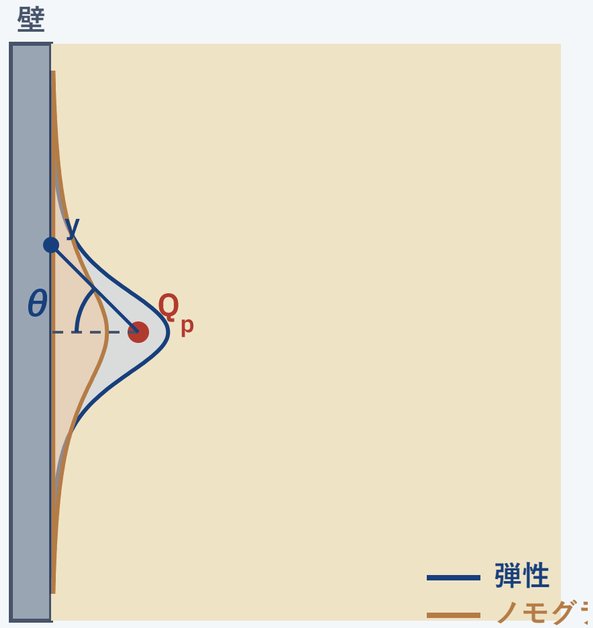
例題

与条件

壁と荷重	$H = 15.00$ m, $Q_p = 38.0$ kN, $x = 5.00$ m
深さ	$z = 2.50$ m
位置	荷重を通る垂線から$y = 5.00$ mの位置（$\theta = 45°$）

求めるもの

両手法とも σ'_H（y = 5 m）。y = 0 – 15 mの分布。



解答 (1/2)

解答

1 弾性：$(R_0/R)^5$による減衰

$$R_0^2 = x^2 + z^2 = 31.25 \qquad R^2 = x^2 + y^2 + z^2 = 56.25$$

$$\sigma'_H = \sigma_H \left(\frac{R_0}{R}\right)^5 = 0.4154 \times \left(\frac{31.25}{56.25}\right)^{5/2} = 0.4154 \times 0.2300 = \mathbf{0.0956}\ \text{kPa}$$

2 図表：$\cos^2(1.1\,\theta)$による減衰

$$\theta = \tan^{-1}\frac{y}{x} = \tan^{-1}\frac{5}{5} = 45^\circ$$

$$\sigma'_H = \sigma_H \cos^2(1.1\theta) = 0.1984 \times \cos^2(49.5^\circ) = 0.1984 \times 0.4218 = \mathbf{0.0837}\ \text{kPa}$$

y = 5 mでは弾性圧力は軸上の値の0.23（0.0956 kPa）、図表では0.42（0.0837 kPa）である：図表は壁に沿ってより緩やかに減少するが、初期値がより小さい。

解答 (2/2)

解答

y (m)	θ (°)	σ′H 弾性（kPa）	比	σ′H線図（kPa）	比	弾性時の最大z (m)	最大圧力 (kPa)
0.0	0.0	0.4154	1.00	0.1984	1.00	2.50	0.4154
2.5	26.6	0.2634	0.63	0.1511	0.76	2.80	0.2659
5.0	45.0	0.0956	0.23	0.0837	0.42	3.54	0.1039
7.5	56.3	0.0317	0.08	0.0439	0.22	4.51	0.0393
10.0	63.4	0.0115	0.03	0.0237	0.12	5.59	0.0166
15.0	71.6	0.0022	0.01	0.0076	0.04	7.91	0.0042

土圧は荷重に直交する方向で最大となり、壁面に沿って急速に減衰する。弾性解では、yが増加するにつれてピーク深さは$\sqrt{(x^2 + y^2)/2}$まで減少する。図表中では$\theta \approx 81.8°$以降、低減率はゼロに保たれる。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

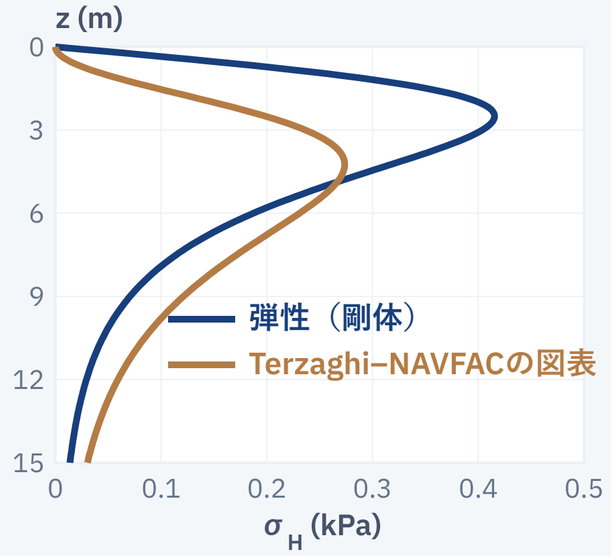
例題

与条件

壁と荷重	$H = 15.00$ m, $Q_p = 38.0$ kN, $x = 5.00$ m
深さ	$z = 0 – 15$ m、1.5 mごと

求めるもの

2つの方法による σ_H 分布；図表の**頂部**（ケース1）は手計算で。



解答 (1/2)

解答

z (m)	n = z/H	σ_H 弾性（kPa）	σ_H 算図（kPa）
0.00	0.00	0.0000	0.0000
1.50	0.10	0.3511	0.0963
3.00	0.20	0.4038	0.2364
4.50	0.30	0.2964	0.2724
6.00	0.40	0.1873	0.2309
7.50	0.50	0.1143	0.1715
9.00	0.60	0.0706	0.1211
10.50	0.70	0.0448	0.0844
12.00	0.80	0.0293	0.0591
13.50	0.90	0.0198	0.0420
15.00	1.00	0.0138	0.0303

弾性圧力は地表に近い深さ（2.5 m）で0.4154 kPaのピークを示し、急激に減衰する。図表はより滑らかな分布を与え、ピークはより深く、より小さい。

解答 (2/2)

解答

1 導関数が零：d/dn [n²/(0.16 + n²)³] = 0

$$2n(0.16+n^2)-6n^3=0 \;\Rightarrow\; n^2=\frac{0.16}{3}=0.0533$$

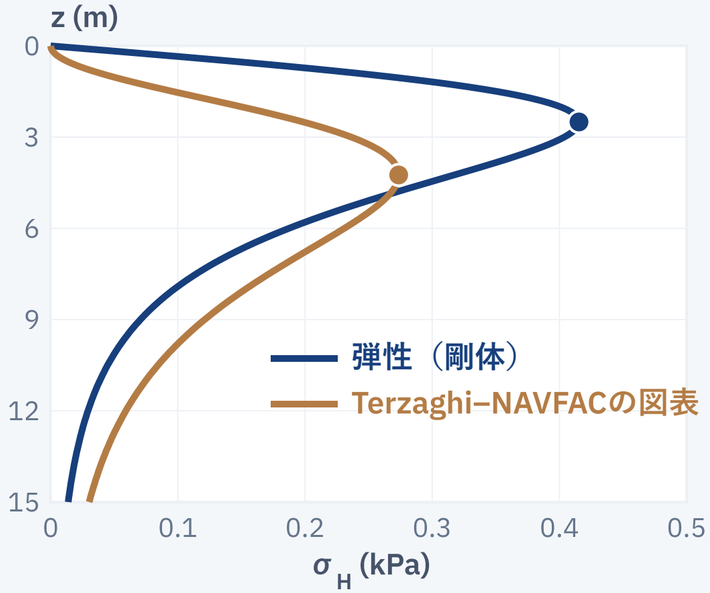
$$n=\mathbf{0.2828} \;\Rightarrow\; z=nH=\mathbf{4.243}\ \text{m}$$

2 ピーク圧力（n² = 0.08）

$$\sigma_{H,max}=0.28\,\frac{38}{15^2}\cdot\frac{0.08}{(0.16+0.08)^3}$$

$$\sigma_{H,max}=0.04729\times 5.787=\mathbf{0.2737}\ \text{kPa}$$

図表のピークは**0.2737 kPa**（z = 4.24 m）；弾性解のピークは**0.4154 kPa**（z = 2.50 m）：図表はピークを下方へ移動させ、2/3に低減する。



GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

例題

与条件

壁と荷重	$H = 15.00$ m, $Q_p = 38.0$ kN
距離	$x = 0.3;\ 1;\ 2;\ 3;\ 4;\ 5;\ 6;\ 8;\ 10;\ 15$ m
Ek	$x < 0.30$ mと図表の$0.4H = 6$ mの限界

求めるもの

2つの手法についてP_HとL；x = 10 mについて手計算で照査；x_{min}と限界。

解答 (1/3)

解答

x (m)	m	P_H 弾性（kN/m）	弾性 L (m)	P_H 図表（kN/m）	L算図 (m)	条件
0.30	0.020	40.32	14.70	1.99	8.81	ケース1
1.00	0.067	12.09	14.01	1.99	8.81	ケース1
2.00	0.133	6.03	13.05	1.99	8.81	ケース1
3.00	0.200	4.00	12.15	1.99	8.81	ケース1
4.00	0.267	2.97	11.33	1.99	8.81	ケース1
5.00	**0.333**	**2.34**	**10.59**	**1.99**	**8.81**	**ケース1**
6.00	0.400	1.91	9.94	1.99	8.81	ケース1
8.00	0.533	1.35	8.87	1.38	7.61	ケース2
10.00	0.667	1.00	8.05	0.9755	6.74	ケース2
15.00	1.000	0.5213	6.80	0.4402	5.45	ケース2

x ≤ 6 m：図表は1.99 kN/mおよびL = 8.81 mを与え、距離の影響はない。弾性P_H荷重は荷重が近づくほど急増する（x = 0.3 mで40.32 kN/m）。**x > 6 m**：両手法は互いに近づき、弾性の合力はより上方に作用する。

解答 (2/3)

解答

1 m = 10/15 = 0.667 > 0.4：図表はケース2。弾性：I_0、I_1、P_H、L

$$I_0 = \frac{1}{\pi}\left[\frac{1}{m} - \frac{m^2}{(1+m^2)^{3/2}}\right] = 0.3960 \qquad I_1 = I_0 - \frac{1}{\pi(1+m^2)^{3/2}} = 0.2126$$

$$P_H = \frac{38}{15} \times 0.3960 = \mathbf{1.00}\ \text{kN/m} \qquad L = 15 \times \frac{0.2126}{0.3960} = \mathbf{8.05}\ \text{m}$$

2 図表（ケース2）：例題2と同じ閉形式の式、a = m²および係数1.77 m²

$$I_0 = \int_0^1 f\, dn = 0.3851 \qquad I_1 = \int_0^1 f\,(1-n)\, dn = 0.1730$$

$$P_H = \frac{38}{15} \times 0.3851 = \mathbf{0.9755}\ \text{kN/m} \qquad L = 15 \times \frac{0.1730}{0.3851} = \mathbf{6.74}\ \text{m}$$

x = 10 m：弾性 **1.00 kN/m**、L = 8.05 m；図表 **0.9755 kN/m**、L = 6.74 m（表中の行）。

解答 (3/3)

解答

x (m)	計算 x (m)	P_H 弾性（kN/m）	L (m)	$\sigma_{H,max}$ 弾性（kPa）	P_H 図表（kN/m）
0.05	**0.30**	40.32	14.70	115.4	1.995
0.10	**0.30**	40.32	14.70	115.4	1.995
0.20	**0.30**	40.32	14.70	115.4	1.995
0.30	0.30	40.32	14.70	115.4	1.995
0.50	0.50	24.19	14.50	41.5	1.995

x < 0.30 mでは荷重を0.30 mの位置で計算する；この距離でもピークは115.4 kPaである。

x (m)	m	条件	P_H 図表（kN/m）	L算図 (m)
5.99	0.3993	ケース1	1.9950	8.8069
6.00	0.4000	ケース1	1.9950	8.8069
6.000001	0.400000	ケース2	2.0178	8.8069
6.01	0.4007	ケース2	2.0137	8.8000

計算図表は**m = 0.4**の境界を越えるとP_Hの値を1.14%増加させる；Lは連続のままである。

GeoTervaで解答を確認する ↗

問題

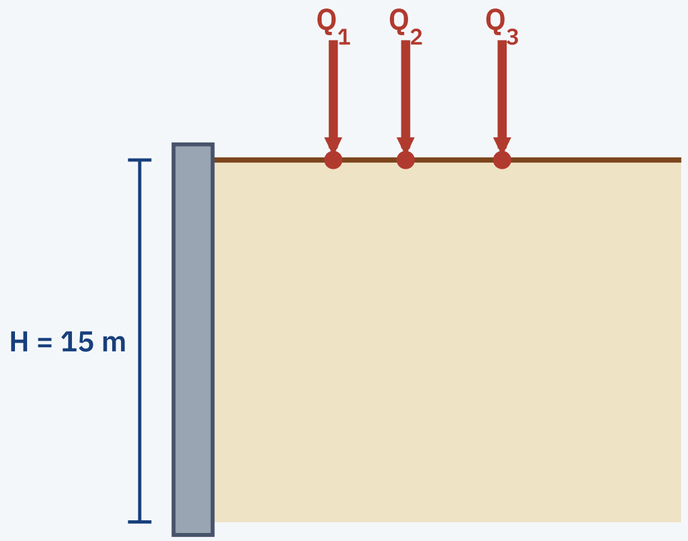
例題

与条件

壁	$H = 15.00\ \mathrm{m}$
荷重	$Q_1 = 38\ \mathrm{kN}$（$x_1 = 5\ \mathrm{m}$）、$Q_2 = 60\ \mathrm{kN}$（$x_2 = 8\ \mathrm{m}$）、$Q_3 = 25\ \mathrm{kN}$（$x_3 = 12\ \mathrm{m}$）；すべて壁に垂直な同一線上にある
手法	弾性（剛体壁）；比較用の図表

求めるもの

各荷重の$P_{H,i}$およびL_iの値；合計P_H、Lおよび全土圧のピーク。



解答 (1/3)

解答

荷重	x (m)	Q_p (kN)	m	I_0	I_1	$P_{H,i}$ (kN/m)	L_i (m)
Q_1	5	38	0.3333	0.92473	0.65295	2.3427	10.592
Q_2	8	60	0.5333	0.53463	0.31597	2.1385	8.865
Q_3	12	25	0.8000	0.30089	0.14933	0.5015	7.444

1 各荷重はそれぞれのm値で（弾性）

$$P_{H,i} = \frac{Q_{p,i}}{H}\, I_{0,i} \qquad L_i = H\,\frac{I_{1,i}}{I_{0,i}} \qquad \text{例：}\ P_{H,2} = \frac{60}{15} \times 0.53463 = \mathbf{2.1385}\ \text{kN/m}$$

各荷重はそれぞれの距離 x_i の位置にある；すべて壁の同一断面に作用するため、合力は加算できる。

解答 (2/3)

解答

2 合計の合力（弾性）

$$P_H = \sum P_{H,i} = 2.3427 + 2.1385 + 0.5015 = \mathbf{4.9827}\ \text{kN/m}$$

3 影響線：底面に関するモーメントのつり合い

$$L = \frac{\sum P_{H,i} L_i}{P_H} = \frac{2.343(10.592) + 2.139(8.865) + 0.501(7.444)}{4.983} = \mathbf{9.534}\ \text{m}$$

手法	$P_{H,1}$	$P_{H,2}$	$P_{H,3}$	P_H 合計（kN/m）	Lの合計 (m)	地表面から (m)
弾性	2.3427	2.1385	0.5015	**4.9827**	**9.534**	5.466
ノモグラム	1.9950	2.1774	0.4624	**4.6347**	**7.975**	7.025

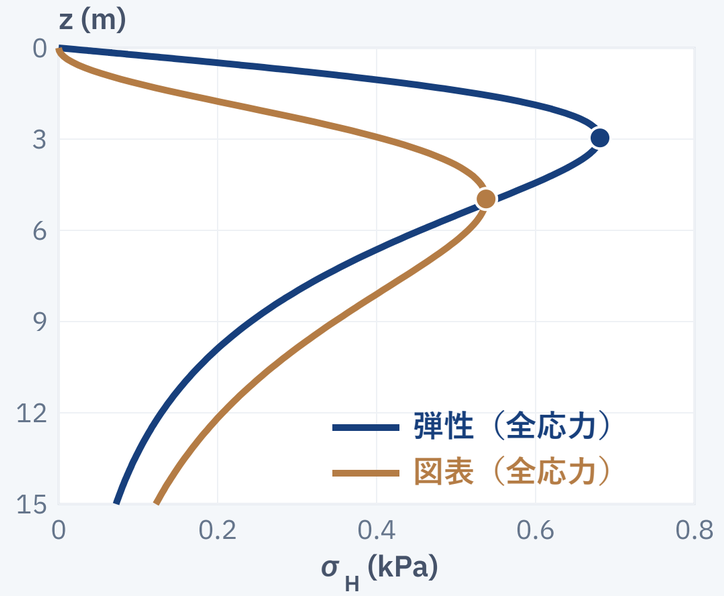
3つの荷重の合力は弾性計算で**4.98 kN/m**、図表では**4.63 kN/m**であり、作用線は底面から9.53 mおよび7.97 m上方にある。

解答 (3/3)

解答

z (m)	$\sigma_{H,1}$ (kPa)	$\sigma_{H,2}$ (kPa)	$\sigma_{H,3}$ (kPa)	全 σ_H（kPa）
0.0	0.0000	0.0000	0.0000	**0.0000**
1.5	0.3511	0.1540	0.0199	**0.5250**
3.0	0.4038	0.2416	0.0356	**0.6810**
4.5	0.2964	0.2533	0.0447	**0.5944**
6.0	0.1873	0.2200	0.0475	**0.4548**
9.0	0.0706	0.1304	0.0407	**0.2417**
12.0	0.0293	0.0705	0.0293	**0.1291**
15.0	0.0138	0.0387	0.0197	**0.0722**

圧力を合計する（応力増分）：弾性解の合計ピークは **0.6811 kPa**、z = 2.96 m；図表では0.5377 kPa、z = 4.97 m。ピークは最大荷重（Q_2）の寄与が卓越する深さに生じる。



GeoTervaで解答を確認する ↗

ポイントのまとめ

m = x/H、**n = z/H**；弾性（剛壁）：**$\sigma_H = (3Q_p/\pi)\, x^2 z/R^5$**、ピークはz = x/2、 $\sigma_{H,max} = 0.2733\ Q_p/x^2$；**$x_{min} = 0.30$ m**

図表：ケース 1（$m \le 0.4$）：$\sigma_H = 0.28\ (Q_p/H^2)\ n^2/(0.16 + n^2)^3$；ケース 2：$1.77\ (Q_p/H^2)\ m^2n^2/(m^2 + n^2)^3$；0.4H 以内では距離の影響はない

例題（H = 15 m、x = 5 m、Q_p = 38 kN）：弾性解のピークは0.4154 kPa（z = 2.5 m）、$I_0 = 0.9247$、$I_1 = 0.6530$、**P_H = 2.34 kN/m**、L = 10.59 m；図表ではP_H = 1.99 kN/m、L = 8.81 m

平面内：弾性 $(R_0/R)^5$、図表 $\cos^2(1.1\,\theta)$（$\theta \approx 81.8°$まで）；**複数荷重**（最大3）：圧力と$P_{H,i}$を合計し、Lはモーメントのつり合いから求める

比較：$m \le 0.4$では図表は一定。弾性P_Hは荷重が近づくほど増大する。P_Hは荷重の断面における値であり、壁長さを掛けない。

参考文献

Das, B.M. (2016). Principles of Foundation Engineering, 8th ed. Cengage Learning。本ページはこの文献に従っています。

Terzaghi, K. (1954). Anchored bulkheads. Transactions of the ASCE, 119, 1243–1280.

NAVFAC DM-7.02 (1986). Foundations and Earth Structures. Naval Facilities Engineering Command.

Boussinesq, J. (1883). Application des Potentiels à l’Étude de l’Équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques. Gauthier-Villars, Paris.

Mindlin, R.D. (1936). Discussion: Pressure distribution on retaining walls. Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard, Vol. III, 155–156.

Spangler, M.G. and Mickle, J.L. (1956). Lateral pressures on retaining walls due to backfill surface loads. Highway Research Board Bulletin 141.

Bowles, J.E. (1996). Foundation Analysis and Design, 5th ed.

Frazee, G. (2021). New formulations of Boussinesq solution for vertical and lateral stresses in soil. ASCE Practice Periodical on Structural Design and Construction, 26(2).

USS Steel Sheet Piling Design Manual (1984); California Department of Transportation, Trenching and Shoring Manual — チャート法

注記

数値例はすべてモジュール自身の計算エンジンで作成したものであり、モジュールは同じ値を与える。モジュールの初期画面はH = 15 m、x = 5 m、Q_p = 38 kNである（弾性法）。

GeoTerva

オンライン地盤工学計算

理論から実務へ

GeoTervaに独自の壁、集中荷重（最大3つ）および手法を入力する。モジュールは土圧分布、平面内の分布、合力および作用線を、段階的な解答とレポートとともに与える。

モジュールを開く →

理論ページ →

スマートフォンで開く

お試しモジュールは登録不要です。

講義で使用したい場合：info@geoterva.com