

Notes on

Sanitary Engineering

(Water and wastewater Engineering)

Prepared by:

Eng./ Abd el rahman Fathy Amer

Demonstrator of sanitary Engineering

Shebin El-kom Engineering, Menoufia university

بسم الله الرحمن الرحيم

- هذه الشروحات تم كتابتها لطلبة البكالوريوس في كلية الهندسة بجامعة المنوفية لذلك فالمنهج الذى تحتويه قد يكون مختلفا اختلافا بسيطا عن مناهج الجامعات الأخرى.
- كذلك يجب ملاحظة انها تحتوى على شروحات ورسومات مبسطة لذا طلبة الدراسات العليا او المهندسين يرجى ان لا يكتفوا بها ولكن ينصح بالاطلاع على احد المراجع (الموجودة في نهاية الشروحات) للاستزادة اذا أرادوا.
- هذه الشروحات كانت وستظل - باذن الله - مجانية لذا يمنع منعاً باتاً استغلالها مادياً. ويسمح باستخدامها بدون اذن في أغراض التعلم.
- الأسلوب المتبع في هذه الشروحات هو المزج بين اللغتين العربية والانجليزية لمحاولة تبسيط المعلومة للطلاب كذلك وجود أكثر من مثال تطبيقي بعد كل جزء للمساعدة على سهولة وصول المعلومة للطلاب.
- اى عمل بشرى يوجد به أخطاء لذلك فهذا العمل قد تتواجد به بعض الأخطاء-الغير مقصودة- لذا نرجو منكم التعاون معنا ومساعدتنا للعمل على تصحيح هذه الأخطاء مستقبلا واثراء هذه المادة العلمية ونرجو منكم التواصل على هذه العنوان

إهداء إلى



الذي كان نعم المعلم لنا وله الفضل — بعد الله— فيما وصلنا اليه ورزقه الجنة بفضله عز وجل.
التي كانت دائما معينة وساندة وداعية لنا بالتوفيق انعم الله عليها بكمال الصحة والعافية.
الذين كانت اخلاقهم وتفوقهم هدف ادعو الله ان أصل اليه في حياتي.
الذين رأيت فيهم نعم الأخ الذي يتمنى لأخيه أكثر ما يتمناه لنفسه. بارك الله لهم ورزقهم من فضله.
الذين عشت معهم أفضل أيام مضت وارجو من الله ان تستمر صداقنا الى ان نلقى الله.
الذين ساعدونا بعلمهم وتواضعهم على اكتساب ما نحن فيه من العلم.
الذين أسهموا بمناقشتهم واسئلتهم في تعليمي المزيد في هذا المجال واثراء هذه الشروحات
وارجو من الله ان يوفقهم في حياتهم.

الى كل من دعا لنا بالخير وتمنى لنا التوفيق او دعا لنا بظاهر الغيب ارجو من الله ان يرزقهم بمثل ما دعوا
لنا وان يساعدنا لكي نكون عند حسن ظنهم فينا انه ولي ذلك وهو القادر عليه.

م/ عبد الرحمن فتحي عامر

المنوفية , يناير 2014

INDEX

Water Supply Engineering:

1- Introduction.....	5
2- Collection works	
1- Intake Structure.....	20
2- Intake Conduit.....	26
3- Raw water Sump.....	28
4- Low lift pump.....	29
3- Treatment Works	
1- Sedimentation.....	42
2- Filtration.....	79
3- Disinfection.....	98
4- Distribution works	
1- Water storage.....	104
2- Distribution networks.....	117

WasteWater Engineering:

1- Introduction.....	141
2- Primary Treatment.....	157
3- Biological Treatment.....	171
4- Solved Examples.....	190
Solved Exams.....	199

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

Notes on

Sanitary & Environmental Engineering

Part 1

Water supply

Water treatment

Introduction

(Population studies and water consumption)

Sanitary Engineering:

الهندسة الصحية احد افرع الهندسة المدنية تختص بدراسة تصميم وتنفيذ محطات مياه الشرب ومحطات معالجة مخلفات الصرف الصحي والصناعي وكذلك شبكات المياه والصرف الصحي.

Sanitary Engineering consists of:

1- Water supply Engineering

وهو الجزء من الهندسة الصحية الذي يتعامل مع مياه الشرب ويشمل اعمال تجميع المياه واعمال التنقية والمعالجة واعمال التخزين والتوزيع

2- Wastewater Engineering

وهو الجزء المتعلق بكيفية تجميع مياه الصرف الصحي و معالجتها والتخلص منها

3- Environmental Engineering

وهو الجزء الذي يهتم بدراسة الملوثات البيئية وكيفية تقليلها والتخلص منها

Water supply

Water supply works consists of:

1- Collection works

وهي كل الاعمال اللازمة لتجميع المياه من مصدرها وتوصيلها الى محطة المعالجة.

2- Treatment works

عبارة عن الاعمال الضرورية لتنقية وتطهير المياه وجعلها صالحة للاستخدام الادمي.

3- Distribution works

وهي الاعمال اللازمة لتوصيل المياه بكميات وضغوط مناسبة للمستخدم.

Studies required for water supply project:

- 1- Resources of water
- 2- Population
- 3- Water consumption
- 4- Design period
- 5- Location
- 6- Area properties (planning of area , topography)

Sources of water:

- 1- Rain/storm water
- 2- Surface water (fresh or salt)
Like Rivers — seas — oceans — lakes
- 3- Ground water (fresh or salt)
Like Wells — Brackish water مياه جوفية بجوار البحار

Design period:

يقصد بها الفترة الزمنية التي يصمم المشروع ليعمل خلالها بكفاءة وبدون مشاكل وذلك منذ انتهاء اعمال الانشاء وتتراوح للمنشآت المدنية من 30 : 60 سنة .

Factors affecting Design period:

- 1- Virtual age for different components in W.T.P
- 2- Cost (construction ,operation and maintance)
- 3- Population growth
- 4- Water consumption
- 5- Water resources
- 6- Labor skills مهارة العمال

Initial year:

السنة التي تنتهي فيه اعمال الانشاء وتبدأ فيها اعمال التشغيل (سنة افتتاح المشروع)

Design/target/planning year:

سنة الهدف او السنة التي يصمم المشروع ليعمل بكفاءة حتى هذا العام

Population studies:

من اهم الدراسات التي لابد من اجراءها قبل عمليات التخطيط للمشاريع الكبرى مثل مشاريع المياه والصرف الصحي حيث يجب التعرف على عدد السكان الحالي والمتوقع في سنة الهدف بناء على المعدلات السابقة وعوامل الجذب الموجودة في المنطقة محل الدراسة بحيث يمكن معرفة الاحتياجات المستقبلية مما يساعد على عمل تصميمات اقتصادية وكفى في نفس الوقت تستطيع خدمة السكان خلال عمرها الافتراضي

Factors affecting population increase:

- 1- Standard living of people
- 2- Culture of community
- 3- Commercial and industrial activities
- 4- Transportation facilities
- 5- Immigration
- 6- War and diseases

Methods of population prediction:

1- Graphical methods:

1- Extension methods

2- Comparison method

2- Analytical method

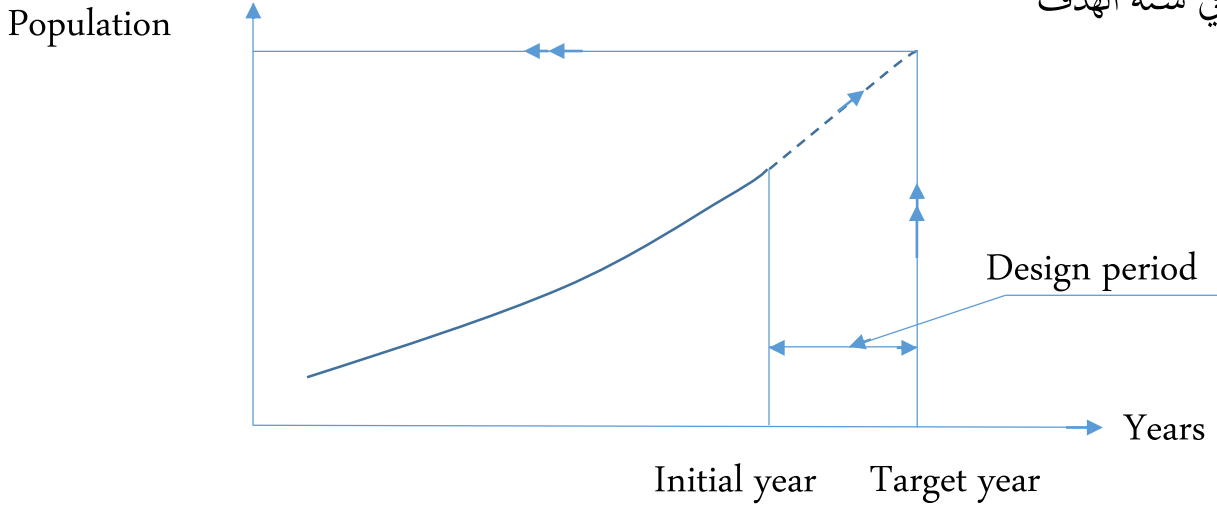
3-Arithmetic method

4- Geometric method

5-Density method (master plan method)

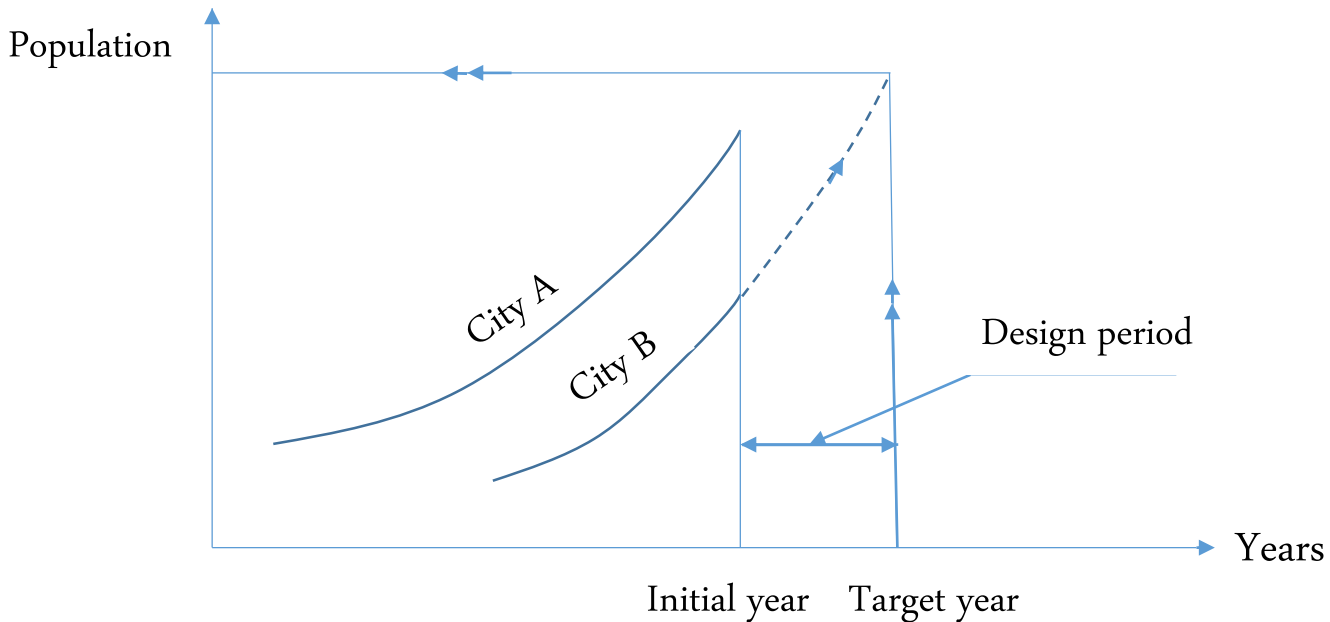
1- Graphical extension method

في هذه الطريقة يتم رسم علاقة بيانية بين عدد السكان على المحور الراسي والمحور الافقي من خلال البيانات والإحصاءات السابقة للمدينة ثم بعد ذلك يتم مد الخط على نفس درجة انحنائه حتى سنة الهدف فنحصل على عدد السكان المتوقع في سنة الهدف



2- Graphical comparison method:

عند وجود مدينتين متشابهتين في الخصائص (السكانية – الاقتصادية – الاجتماعية- الصناعية) يمكن عمل مقارنة بيانية بينهما للتنبؤ بعدد السكان المتوقع لاحدهما. بفرض ان هناك مدينة (أ) لها إحصاء سكاني لعدد من السنوات نرسمها بيانيا والمدينة (ب) المراد معرفة عدد سكانها بعد عدد سنوات محدد ترسم أيضا ثم يمد المنحنى (ب) موازيا للمنحنى (أ) حتى السنة الهدف فنحصل على عدد السكان المتوقع في سنة الهدف



3- Arithmetical method

في هذه الطريقة نفترض ان معدل الزيادة السكانية معدل منتظم $\frac{dp}{dt} = \text{cons.}$

$$P_{\text{future}} = P_{\text{intial}} + k_{a_{av}} \times (t_f - t_o)$$

k_a arthimetical increse rate

$$= \frac{\sum \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}}{\text{no of } k_a} \quad (\text{in case of table given})$$

t_f, t_o future and intial years

Important note:

1 – If given in problem $\rightarrow$ arthimetic increase rate = $r \%$

$$\text{then } P_{\text{future}} = P_{\text{intial}} \left(1 + \frac{r}{100} (t_f - t_o) \right) = P_o \times (1 + r.n)$$

2 – If given in problem $\rightarrow$ arthimetic increase rate X capita/year

$$\text{then } P_{\text{future}} = P_{\text{intial}} + X \cdot (t_f - t_o) = P_o + X.n$$

4- Geometric method (Exponential method)

في هذه الطريقة نفترض ان معدل الزيادة السكانية يتناسب طرديا مع عدد السكان الحالي $\frac{dp}{dt} \propto \text{pop.}$

$$\ln(P_{\text{future}}) = \ln(P_{\text{intial}}) + k_{g_{av}} \times (t_f - t_o)$$

k_a Geometric increse rate

$$= \frac{\sum \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}}{\text{no of } k_g} \quad (\text{in case of table given})$$

t_f, t_o future and intial years

Important note:

If given in problem $\rightarrow$ Geometric increase rate = $r \%$

$$\text{then put } k_{g_{av}} = \frac{r}{100} \quad \text{or use direct equ. } P_{\text{future}} = P_{\text{intial}} \left(1 + \frac{r}{100} \right)^n$$

5- Master plan method (density method)

- تعتمد هذه الطريقة على تقسيم المدينة محل الدراسة الى عدة مناطق اصغر في المساحة ومتشابهة في الخصائص ثم نأخذ في كل منطقة عينة على مساحة معينة (ولتكن 1 هيكتار او 1 كم²) ونعرف عدد السكان الموجود بها ونكرر هذا في كل منطقة .

- بمعلومية مساحة كل منطقة وعدد السكان في الهيكتار الواحد يمكن معرفة عدد السكان الموجود في المدينة .

- بعد ذلك نقيس معدلات النمو والوفاة ومعدلات الهجرة والنزوح الى المدينة فيمكن التنبؤ بعدد السكان المستقبلي في تلك المدينة

Example 1

For a city A given the following table of population:

year	1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010
Pop.	157,000	202,000	243,000	307,000	392,000	483,000	535,000

It's required to get population at the year 2040 using

1- Arithmetical Method

2- Geometric method

-Solution-

year	pop	$P_2 - P_1$	$t_2 - t_1$	k_a	$\ln P$	$\ln P_2 - \ln P_1$	$t_2 - t_1$	K_g
1950	157,000				11.964			
1960	202,000	45,000	10	4500	12.216	0.252	10	0.0252
1970	243,000	41,000	10	4100	12.401	0.185	10	0.0185
1980	307,000	64,000	10	6400	12.634	0.233	10	0.0233
1990	392,000	85,000	10	8500	12.879	0.245	10	0.0245
2000	483,000	91,000	10	9100	13.088	0.209	10	0.0209
2010	535,000	52,000	10	5200	13.19	0.102	10	0.0102

1- By Arithmetical Method:

$$K_{a_{av}} = \frac{\sum K_a}{\text{no of } K_a} = \frac{4500 + 4100 + 6400 + 8500 + 9100 + 5200}{6}$$

$$= 6300 \text{ capita/year}$$

$$\text{so } P_f = P_o + K_{a_{av}} \times (t_f - t_o)$$

$$= 535,000 + 6300 \times (2040 - 2010) = 724,000 \text{ capita}$$

2- By Geometric Method:

$$K_{g_{av}} = \frac{\sum K_g}{\text{no of } K_g} = 0.0204$$

$$\text{so } \ln P_f = \ln P_o + K_{a_{av}} \times (t_f - t_o)$$

$$\ln P_f = \ln 535000 + .0204 (30) = 13.802$$

$$\text{so } P_f = e^{13.802} = 986,600 \text{ capita}$$

Example 2

For a city of pop. =10,000 capita (in 2012) and Geometric increase rate =1.2 % find the pop. In (2040)

-Solution-

$$\ln P_f = \ln P_o + K_{a_{av}} \times (t_f - t_o)$$

$$\ln P_f = \ln 10,000 + \frac{1.2}{100} \times (2040 - 2012) = 9.546 \rightarrow P_f = 13,994 \text{ c}$$

or using this equation (approximate value)

$$P_f = P_o \times \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n = 10,000 \times (1 + .012)^{28} = 13,965 \text{ c}$$

Water consumption

Classification of water consumption:

1- Domestic	30 : 60 %
2- Industrial	5 : 30 %
3- Commercial	10 : 25 %
4- Public	10 : 30 %

Factors affecting Wc:

- 1- Climate (Wc increases in hot climate)
- 2- Standard of living (Wc increases with higher standard of living)
- 3- Size of community (Wc increases in bigger communities)
- 4- Sewage facility (Wc increases with better sewage facilities)
- 5- Water quality (Wc increases with better water quality)
- 6- Water pressures (Wc increases with higher pressures)
- 7- Metering systems and water cost (Wc decreases with higher water cost)

Fluctuation in water consumption:

لا يكون معدل استهلاك المياه ثابت على مدار الساعة في اليوم الواحد ولكنه يختلف من وقت لآخر ومن فصل لآخر تبعاً لاختلاف مواعيد العمل ودرجات الحرارة وغيرها من العوامل المختلفة . لذا نستخدم تعبير متوسط استهلاك المياه ويكون المتوسط السنوي لاستهلاك المياه أى مجموع ما يتم استهلاكه سنوياً مقسوماً على عدد أيام السنة مقسوماً على عدد السكان فيكون ليتر / نسمة / يوم

$$\text{Average water consumption} = \frac{\sum \text{water consumption in year}}{\text{pop.} \times 365}$$

in liter /capita/day or l/c/d

- يختلف هذا المتوسط من مدينة لمدينة ومن قرية لقرية ويوجد جداول توضح قيم متوسطة لهذه المعدلات يمكن استخدامها في التصميم
- لا يمكن استخدام هذه القيمة في تصميم المحطات والشبكات لأنها ستسبب مشاكل في التشغيل عندما يزداد استهلاك المياه عن القيمة المتوسطة لذلك تتواجد بعض المعدلات التي تستخدم في التصميم

- * $WC_{av} = \frac{\text{total yearly } WC}{\text{pop} \times 365}$
- * $Q_{av} = WC_{av} \times \text{pop.} = \dots \dots \dots m^3/d$
- * $Q_{min} = Q_{av} \times 0.7$ at min. flow
- * $Q_{max. \text{ monthly}} = 1.2 : 1.6 Q_{av} \cong 1.4 Q_{av}$ (at hottest month)
used in design of plants units
- * $Q_{max. \text{ daily}} = 1.6 : 1.9 Q_{av} \cong 1.8 Q_{av}$ (at hottest day in hottest month)
used in Ground storage tanks design
- * $Q_{max. \text{ hourly}} = 2.5 Q_{av}$ (at peak hour in hottest day)
used in design of networks and High storage tanks

Future water consumption:

1 – In case of known future and initial pop

$$\% \text{ increase in } WC = \left(\left(\frac{P_f}{P_o} \right)^{0.125} - 1 \right) \times 100$$

$$WC_f = WC_o \times \left(1 + \frac{\% \text{ increase in } WC}{100} \right)$$

2 – In case of given WC increase as a ratio of Pop. increase

$$\Delta_{pop.} = \frac{P_f - P_o}{P_o} \times 100$$

$$\Delta_{WC} = \text{ratio} \times \Delta_{pop.}$$

$$WC_f = WC_o \times \left(1 + \frac{\Delta_{WC}}{100} \right)$$

3 – In case of given WC increase as X l/c/d/year

$$WC_f = WC_o + X \cdot n$$

Fire demand:

كمية المياه المطلوبة في حالة حدوث حريق . وهى كميات صغيرة ولكن مطلوب ضخها في وقت صغير لذا فهى عامل اساسى في التصميم خصوصا تصميم الخزانات وتصميم خطوط الشبكات
 - توجد جداول توضح قيم المياه المطلوبة للحريق مع عدد السكان
 ولكن في أغراض التصميم تأخذ حوالى $60 \text{ m}^3/2 \text{ hr}$ per 10,000 capita

Example 2

For a city of future pop. = 200,000 capita and present pop. = 120,000 and
 $WC_{av} = 220 \text{ l/c/d}$ predict/forecast/estimate/find future WC

1- by previous data only

2- if $\Delta_{WC} = 10 \% \times \Delta_{pop.}$

-Solution-

$$1 - \% \text{ increase in } WC = \left(\left(\frac{P_f}{P_o} \right)^{0.125} - 1 \right) \times 100$$

$$= \left(\left(\frac{200,000}{120,000} \right)^{0.125} - 1 \right) \times 100 = 6.6 \%$$

$$WC_f = WC_o \times \left(1 + \frac{\% \text{ increase in } WC}{100} \right) = 220 \times (1 + .066) = 235 \text{ l/c/d}$$

$$2 - \Delta_{pop.} = \frac{P_f - P_o}{P_o} \times 100 = \frac{200,000 - 120,000}{120,000} \times 100 = 66.67 \%$$

$$\Delta_{WC} = 0.1 \times \Delta_{pop.} = 6.667 \%$$

$$WC_f = WC_o \times \left(1 + \frac{\Delta_{WC}}{100} \right) = 220 \times (1 + .06667) = 235 \text{ l/c/d}$$

Example 3

A community has an expected future population 100,000 capita after 25 years and present population 40,000 capita .present max monthly consumption 5,000 m³/day . An existing W.T.P has max capacity of 15,000 m³/d . assume arithmetic rate of population increase determine in what year the plant need to be extended.

Solution

$$\text{Arithmetic increase rate} = \frac{100,000 - 40,000}{25} = 2400 \text{ capita /year}$$

Get present average water consumption

$$Q_{max} = 1.4 \times WC_{av} \times pop_{present}$$

$$WC_{av} = \frac{1}{1.4} \times \frac{5,000 \times 1000}{40,000} = 89.3 \text{ l/c/d}$$

Get max served pop. by the plant

$$Q_{max} = 1.4 \times WC_{av} \times pop_{future}$$

$$15,000 = 1.4 \times \frac{89.3}{1000} \times pop_{future}$$

$$pop_{future} = 120,000 \text{ capita}$$

By future and present population and increasing rate we can get no of years

$$pop_{future} = pop_{present} + r \cdot n$$

$$120,000 = 40,000 + 2400 \times n$$

$$n = 33.33 \text{ years}$$

Water Quality

Purpose of studying water quality:

- 1- Determine the degree of pollution
- 2- Determine required steps for W.T.P
- 3- Design of treatment units
- 4- Check the effluent of W.T.P with environmental

Types of impurities in water:

1- Suspended solids

- وهى المواد المنتشرة في الماء والتي يتراوح قطرها ما بين (10^{-3} : 10^{-1}) مم مثل sand - salt - clay
- وجود هذه المواد في الماء يسبب عكارة turbidity يتم التخلص منها في مرحلتى الترسيب والفلتر

2- Colloidal matters

- هذه الجزيئات اصغر حجما من S.S يتراوح قطرها ما بين (10^{-6} : 10^{-3}) مم ويصعب التخلص منها بطرق الترسيب العادية

3- Dissolved solids:

- وهى عبارة عن الاملاح والمواد العضوية الذائبة في الماء ويجب التخلص منها لانها تسبب مشاكل في الاستخدام من هذه المواد كربونات وبيكربونات الكالسيوم والبوتاسيوم

Characteristics of water:

1- Physical characteristics :

Parameter	Range for drinking water
Temperature	15 : 20°
Turbidity	≤ 1 NTU
Color	Colorless
Odor	No odor

2- Chemical characteristics:

- 1- PH range from 6.5 : 9.5
- 2- Dissolved solids should be less than allowable values for different salts like iron , manganese ,calcium and sulphate.

3- Bacterial characteristics:

يجب ألا تحتوي المياه على الكائنات الدقيقة التي تنقل وتسبب الأمراض والتي تسمى pathogens مثل

Bacteria – versus – protozoa – microorganisms

Escherichia coli or E-coli

أحد أنواع البكتيريا يتميز بأنه يعيش فترة أطول من الأنواع الأخرى يدل وجوده في الماء على وجود تلوث بالماء لذا يستخدم كأداة لمعرفة إذا كان يوجد تلوث في الماء أم لا باختبار يسمى E-coli test

4- Radioactivity characteristics:

يجب ألا تحتوي المياه على أي آثار إشعاعية ضارة قد تسبب أمراض سرطانية للإنسان من أمثلة هذه الإشعة

Alpha – Beta – Uranium

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

Notes on

Sanitary & Environmental Engineering

Part 1

Water supply

Distribution works

2- Collection works

Collection works:

مجموعة من الاعمال التي تستخدم لتجميع المياه من المصدر Resource ونقلها لمحطة المعالجة بالتصريفات المطلوبة

Water Collection works:

- 1- Intake structures,
- 2- Intake conduit (pipe),
- 3- Sump,
- 4- Pump.

Factors affecting choice of intake location:

- 1- Upstream city to avoid pollution
- 2- On straight part of the channel
- 3- At restricted area (area with low activities that pollute the shore)
- 4- Allow extension in the future

Types of intakes:

- 1- Pipe intake,
- 2- Shore intake,
- 3- Submerged intake,
- 4- Tower intake.

Factors affecting choice of intake type:

- 1- Stream dimension (width – water depth),
- 2- Navigation in the stream,

- 3- Pollution on water surface and at the shore,
- 4- Fluctuation تذبذب in water level (WL),
- 5- Change of water quality with depth,
- 6- Type of water Resource (river – lake – canal),
- 7- Currents and waves in the stream.

Pipe intake:

- يتم تجميع المياه في هذا النوع باستخدام مواسير تجميع المياه مباشرة من المصدر. تحمل هذه المواسير على truss محمول على مجموعة أعمدة حتى اليابسة.
- يعتبر من افضل الطرق لتجميع المياه من حيث الجودة.
- يستخدم في هذه الحالات:
- 1- في المجارى الملاحية الواسعة (Wide streams)
- 2- عندما يكون هناك تلوث على السطح او على الشاطئ
- 3- عندما يكون منسوب المياه متغير
- 4- عندما لا يتسبب في إعاقة الملاحة
- 5- عندما يكون مصدر المياه بعيدا عن محطة المعالجة
- يكون طول الماسورة حوالى 100 : 200 متر

Shore intake:

- هذا النوع عبارة عن ماخذ على التربة مباشرة (كالمدخل الموجود على منشآت الري). ويتكون من حائطى تجميع للمياه ثم شبكة لحجز المواد الكبيرة ومنها الى مواسير الماخذ
- جودة المياه في هذا النوع اقل من Pipe intake لان المياه الداخلة اليها تكون بجوار الشاطئ مباشرة وبالتالي فهي معرضة للتلوث بشكل كبير.

- يستخدم هذا النوع في الحالات الآتية:

- 1- في المجارى الملاحية الضيقة
- 2- عندما تكون التصرفات كبيرة
- 3- يفضل استخدامه اذا كان الشاطئ غير ملوث
- 4- مناسب للمحطات الصناعية

Submerged (Deep) Intake:

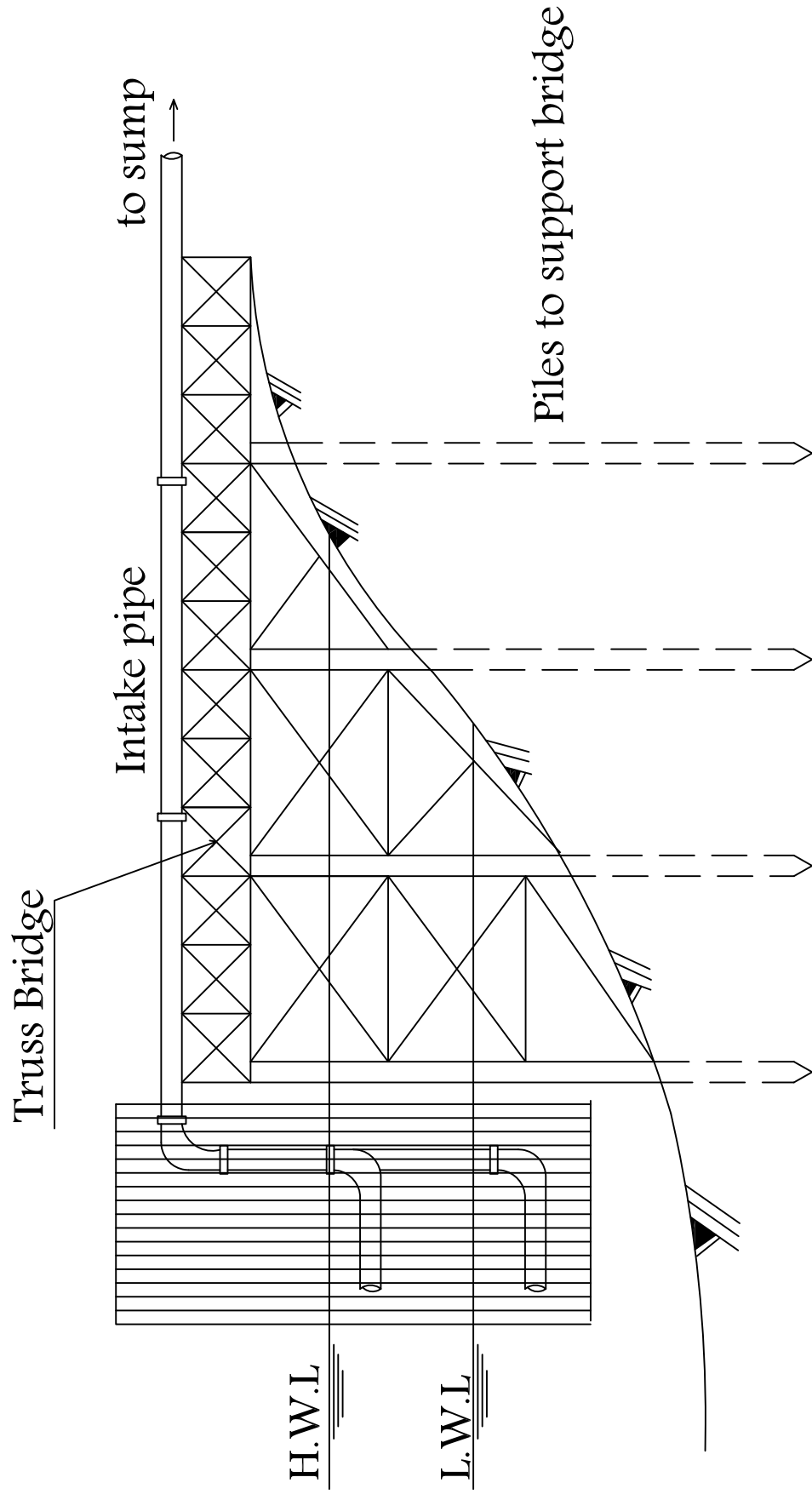
- ماسورة مدفونة تستخدم لتجميع المياه من قاع المجرى المائى
- تستخدم في هذه الحالات:

- 1- في المجارى المائية الضيقة والعميقة
- 2- عندما يكون السطح ملوث
- 3- عندما تكون هناك ملاحه في المجرى المائى
- 4- يتميز بقله تكاليف انشائه

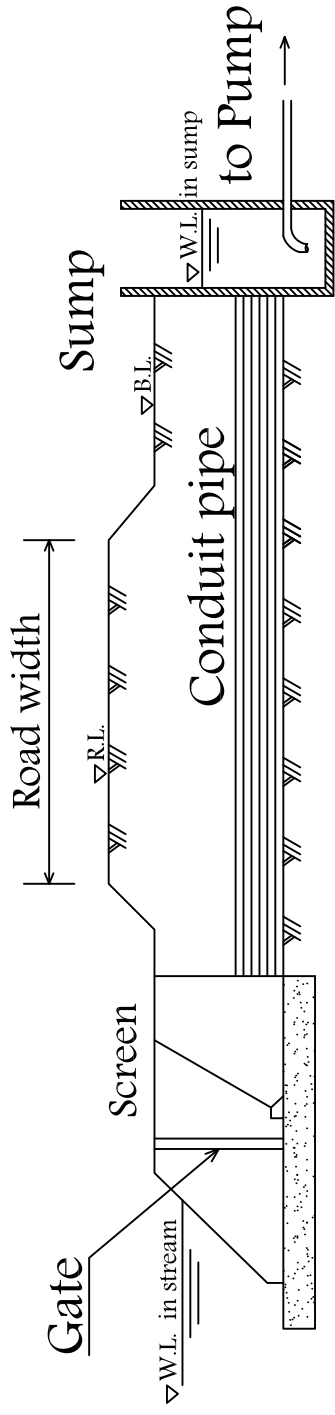
Tower intake:

- عبارة عن برج يوجد في المجرى المائى به عدة فتحات على مناسيب مختلفة يسمح بدخول المياه من اى منها على حسب الجودة المطلوبة ومتصل بماسورة intake التي توصل المياه للبيارة Sump
- يستخدم في هذه الحالات:

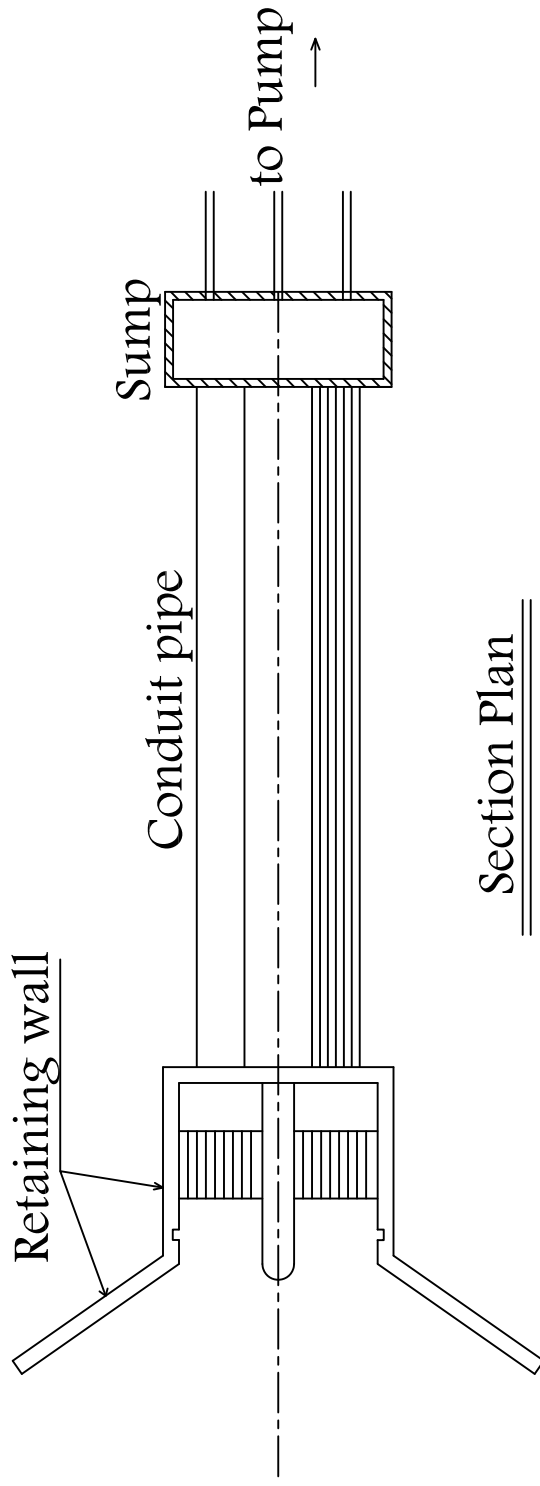
- 1- يستخدم في المسطحات المائية الكبيرة
- 2- يستخدم عندما يكون مستوى المياه متذبذب
- 3- يستخدم عندما تتغير جودة المياه بتغير العمق
- 4- يستخدم في البحيرات والسدود والخزانات.



Pipe intake

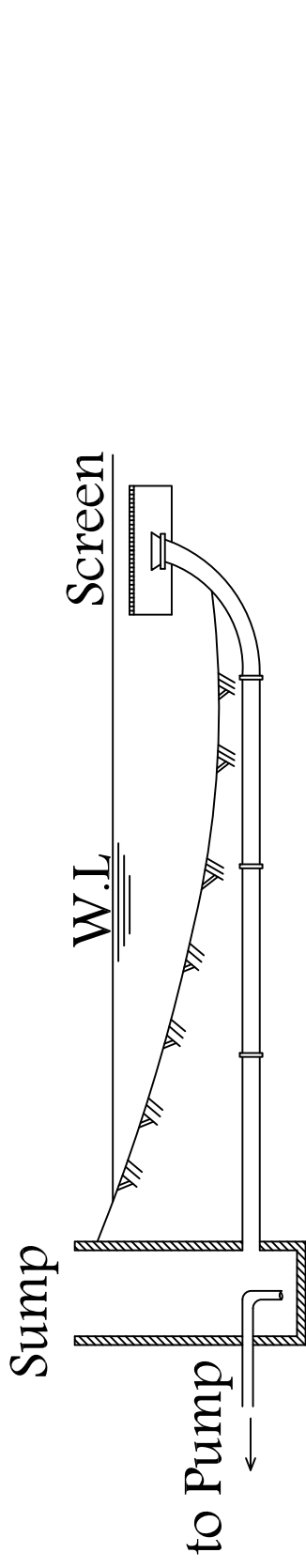


Section Elevation

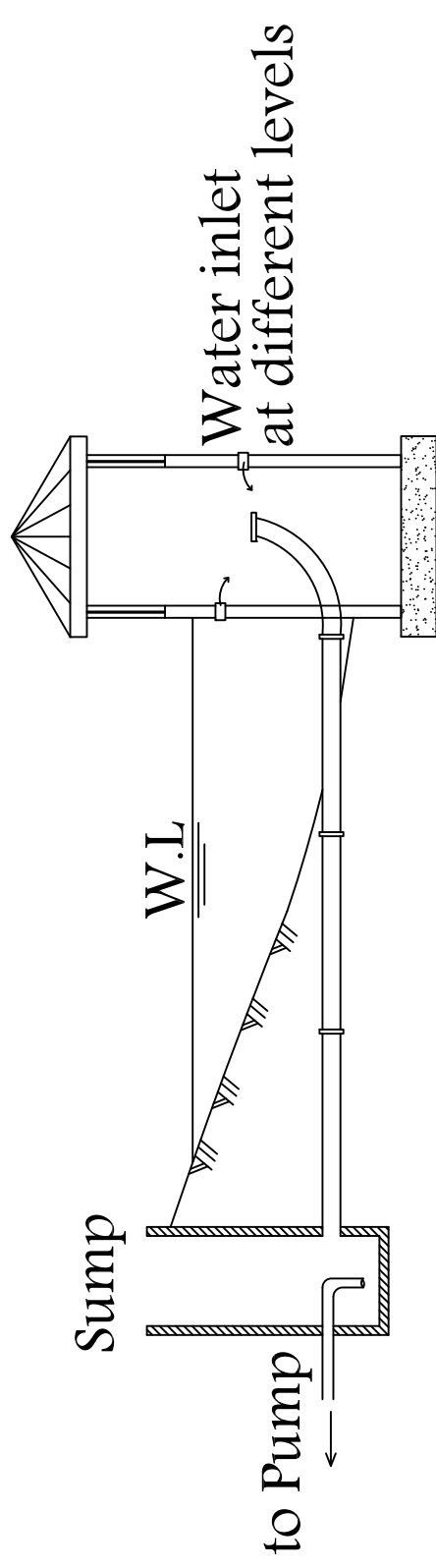


Section Plan

Shore intake



Submerged intake



Tower intake

Design of Intake pipe (Intake Conduit)

Function :

Transimitting raw water from source to sump

Design Data:

* *Design flow (m^3/sec):*

$$Q_d = Q_{max.monthly} = 1.4 \times Q_{av} = 1.4 \times Pop. \times WC_{av} \quad m^3/sec$$

$$Q_{min} = 0.7 \times Q_{av} \quad m^3/sec$$

* *Velocity (m/sec) :*

$$v \geq 0.6 \quad \text{selfcleaning velocity (to prevent settlling)}$$

$$v \leq 1.5 \quad \text{to prvent pipes scouring}$$

$$v \leq 2.5 \quad \text{at emergency case or at maintance}$$

* *Diameters (mm):*

$$\text{Number of pipes} \geq 2$$

$$\varphi \quad 200, 300, 350, 400, 450, 500 \dots \dots \dots mm$$

Pipes alwayes designed for future and checked for present

- *مواسير المأخذ دائماً تصمم على المستقبل لانها تنفذ على مرة واحدة (بعكس باقى أجزاء المحطة التي يمكن تنفيذها على أكثر من مرحلة تبعا للخطة الموضوعة) ثم يتم عمل check على التصرف الحاضر.*
- *التصرف في ماسورة المأخذ يتبع عدد ساعات العمل للمضخة فاذا كانت تعمل اقل من 24 ساعة يوميا فالتصرف المار في المواسير يحسب بالقسمة على عدد ساعات العمل الفعلية*

Design steps:

* *Get $Q_{m.monthly}$ & Q_{min}*

* *Assume $v = 1 : 1.5 \quad m/sec$*

$$* \quad Q = v \times A_{req} \rightarrow A_{req} = \frac{Q_{m.m}}{v} = \checkmark \checkmark \quad m^2 = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \varphi^2$$

* *Choose suitable n, φ*

* *Check velocities:*

$$1 - v_{act} = \frac{Q_{m.m}}{n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \varphi^2} \quad (0.6 : 1.5) \quad m/sec$$

$$2 - v_{min} = \frac{Q_{min}}{n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \varphi^2} \geq 0.6 \quad m/sec$$

if not, close pipe and recheck

$$3 - v_{max.max} = \frac{Q_{m.m}}{(n-1) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \varphi^2} \leq 2.5 \quad (\text{emergency case})$$

if not, increase one pipe $\rightarrow n_{new} = n + 1$

Example 1

Design the intake pipes for water treatment plant serves 200,000 c and av WC = 200 l/c/d

Solution

$$Q_{av} = Pop. \times WC = 200,000 \times \frac{200}{1000 \times 24 \times 60 \times 60} = 0.463 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{max.monthly} = 1.4 \times Q_{av} = 0.648 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q_{min} = 0.7 \times Q_{av} = 0.324 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Assume $v = 1.4 \text{ m/sec}$

$$A_{req} = \frac{Q_{m.m}}{v} = \frac{0.648}{1.4} = 0.463 \text{ m}^2 = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \varphi^2$$

$$n = 2 \rightarrow \varphi = 550 \text{ mm}$$

$$n = 3 \rightarrow \varphi = 450 \text{ mm} \quad \checkmark \checkmark$$

$$n = 4 \rightarrow \varphi = 400 \text{ mm}$$

try 3 $\varphi = 450 \text{ mm}$ (area of one pipe = .159 m^2)

Check

$$1 - v_{act} = \frac{.648}{3 \times .159} = 1.36 < 1.5 \quad o.k$$

$$2 - v_{min} = \frac{0.324}{3 \times .159} = .68 > .6 \quad o.k$$

$$3 - v_{max.max.} = \frac{0.648}{2 \times .159} = 2.04 < 2.5 \quad o.k$$

Design of Raw water Sump (suction well)

Function :

saving water for pumps and distribute water uniformly on pumps

Design Data:

- * Design flow (m^3/sec):

$$Q_d = Q_{max.monthly} = 1.4 \times Q_{av}$$

$$Q_{min} = 0.7 \times Q_{av}$$

- * Design volume (m^3)

$$Q_{max.monthly} \times 2 \text{ min}$$

$$V_{sump} = \text{max. of}$$

$$Q_{min} \times 5 \text{ min}$$

- * Sump dimension:

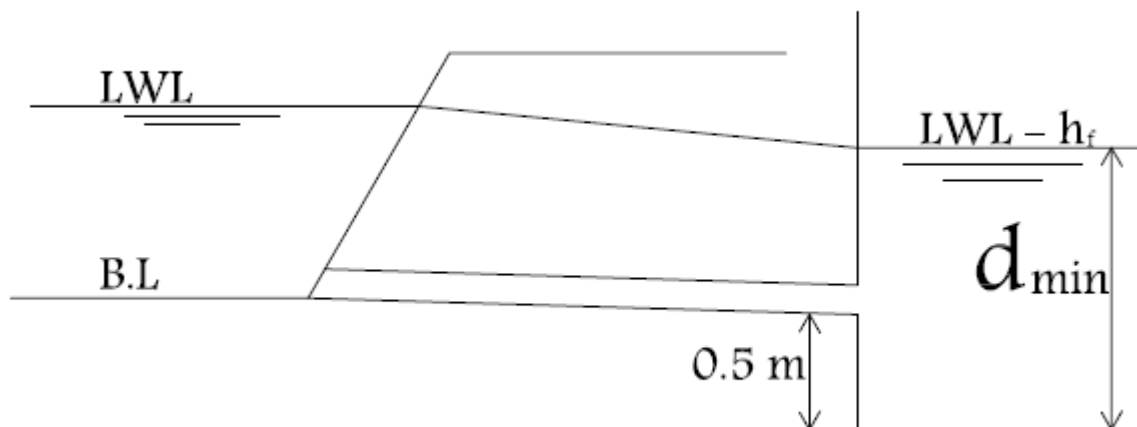
$$l = n_{total} \times (1:3) \text{ m}$$

n_{total} total number of pumps (working + standby)

$$b = (1:3) \text{ m (assumed)}$$

$$d = \frac{V_{sump}}{l \cdot b} \text{ (m)} \geq d_{min}$$

d_{min} min. water depth in the sump



$$d_{min} = (\nabla LWL - h_f) - \nabla BL + 0.5 \text{ m}$$

h_f friction in conduit pipe (see pump design)

Design of low lift Pump (L.L.P)

Function :

Transmitting water from Sump to 1st unit in treatment plant

Head on pumps :

$$H_{total} = H_{static} + H_{dynamic}$$

H_{static} :

فرق الضغط الاستاتيكي هو الفرق ما بين منسوب المياه في اول وحدة معالجة داخل محطة المعالجة و منسوب المياه داخل بيارة المياه العكرة

$$H_{static} = \nabla \text{ 1st treatment unit } - \nabla (W.L) \text{ in sump}$$

1 – If ∇ 1st treatment unit not given then

$$\nabla \text{ 1st treatment unit } = \nabla \text{ Ground level } + 5 \text{ m}$$

$$2 - \nabla (W.L) \text{ in sump } = LWL \text{ (in stream) } - h_{friction} \text{ in conduit pipe}$$

$H_{dynamic}$:

وهو عبارة عن الضاغط المفقود نتيجة لسريان المياه في المواسير ويحدث في:

1- ماسورة المأخذ intake pipe التي تنقل المياه من المصدر حتى البيارة Sump

2- ماسورة رفع المياه Raising pipe التي تنقل المياه من المضخة الى اول وحدة معالجة (يتم اهمالها اذا لم تعطى اى بيانات عنها حيث ان طولها في الغالب يكون صغير ولذا تكون الفواقد بسيطة جدا)

$$H_{dynamic} = h_{friction} + h_{secondary} + h_{velocity}$$

$$* h_{friction} = \frac{4.f.l.v^2}{2g.\phi} \quad (m)$$

Where:

f : friction coefficient and taken (0.008 : 0.01)

l : conduit length and taken

30 : 70 m in shore intake

100 : 200 m in pipe intake

v : actual velocity in pipes = $\frac{Q_{m.m}}{n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2}$ (m/sec)

ϕ conduit diameter in m

$$* h_{secondary} = 10 : 20 \% \text{ of } h_{friction}$$

وهي الفواقد الثانوية في الضغط نتيجة لوجود الكيعان والصمامات داخل المواسير

$$* h_{velocity} = \frac{v^2}{2g}$$

$$H_{dynamic} = h_{friction} + h_{secondary} + h_{velocity}$$

$$H_{dynamic} = \frac{4 \cdot f \cdot l \cdot v^2}{2g \cdot \phi} + (0.1 : 0.2)h_f + \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{So } H_{total} = H_{static} + H_{dynamic}$$

$$\begin{aligned} H_{total} &= (\nabla \text{ 1st treat. unit} - WL \text{ in Sump}) + ((0.1 : 0.2)h_f + \frac{v^2}{2g}) \\ &= ((\nabla GL + 5) - (LWL - h_f)) + ((0.1 : 0.2)h_f + \frac{v^2}{2g}) \\ &= \nabla GL + 5 - LWL + (1.1 : 1.2) h_f + \frac{v^2}{2g} \end{aligned}$$

NOTE

If given data on raising main (pipe from pump to 1st treat. unit) then get

$$h_{f \text{ conduit}} \quad \& \quad h_{s \text{ conduit}}$$

$$\text{and } h_{f \text{ raising pipe}} \quad \& \quad h_{s \text{ raising pipe}}$$

and so

$$\begin{aligned} H_{total} &= \nabla GL + 5 - LWL + (1.1 : 1.2) (h_{f \text{ conduit}} + h_{f \text{ raising pipe}}) \\ &\quad + \frac{v_c^2 + v_{r.m}^2}{2g} \end{aligned}$$

Power of pumps :

$$HP = \frac{\gamma \cdot Q_{m.m} \cdot H_{total}}{75 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \quad (hp)$$

Where :

HP	total horse power of the pumps
γ	water density (1000 kg/m ³)
$Q_{m.m}$	total max. flow of the pumps (m ³ /sec)
H_{total}	total Head on the pumps (static + dynamic)
η_1	pump efficiency (70 : 80 %)
η_2	motor efficiency (80 : 90 %)

if not mentioned $\eta_1 \times \eta_2 = 0.6$

Important notes:

- مواسير الماخذ دائماً تنفذ مرة واحدة لتقليل التكاليف المستقبلية (تكاليف الحفر في طريق موجود لتركيب ماسورة واحدة او اثنتين مستقبلا) لذا دائماً فهي تصمم على المستقبل ثم يختبر التصميم على التصرف الحالي كما سبق ذكره
- بالنسبة للبيارة فانها أيضاً تصمم على المستقبل ويتم اختبار العمق في الحاضر للتأكد من انه أكبر من اقل عمق مسموح به
- بالنسبة للمضخات نتيجة لان العمر الافتراضى لها صغير (10 : 20 سنة تقريبا) فهي تصمم لتخدم التصرف الحالي (المرحلة الأولى من المشروع) ثم بعد ذلك تستبدل بمضخات أخرى في المستقبل (المراحل التالية من المشروع) لتخدم التصرف المستقبلي
- لذلك يفضل الحفاظ على نفس عدد المضخات للحفاظ على نفس ابعاد البيارة

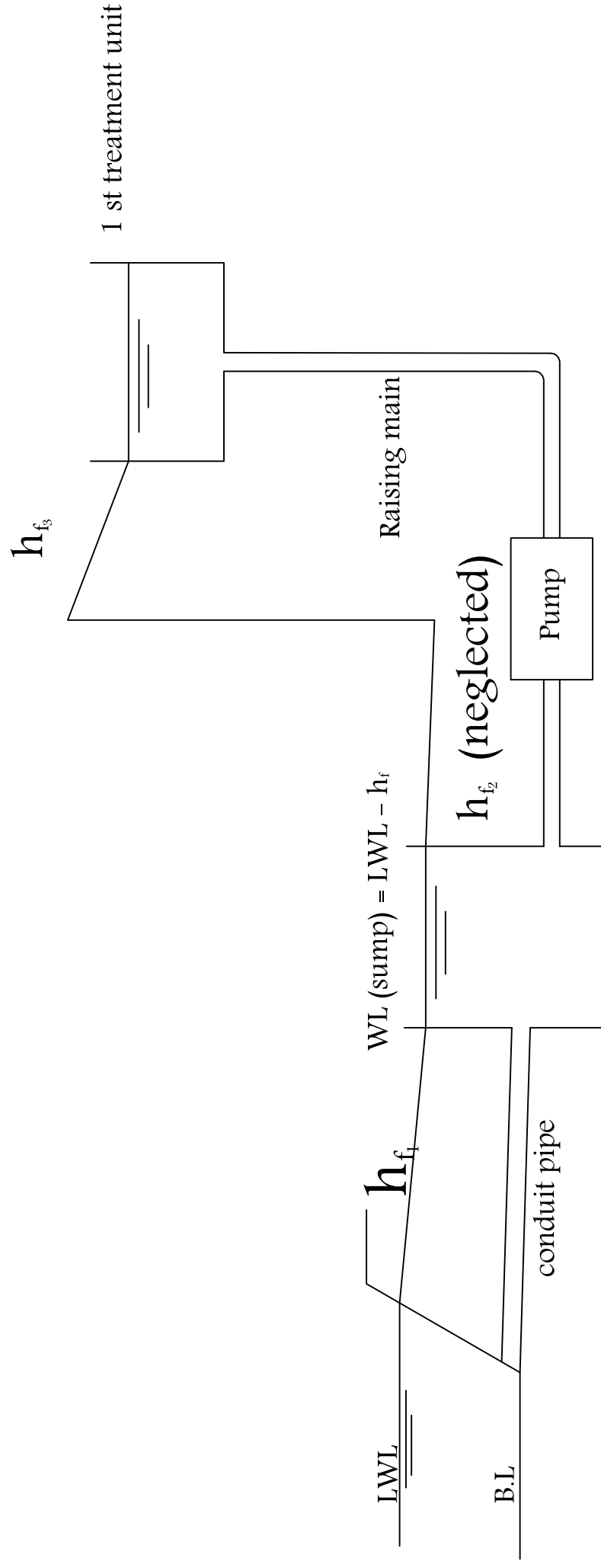


Figure shows head on pumps

Example 2

*Design the sump and the pump of A WTP of flow = 2000 m³/hr
if WL in Sump = +11.50 m , 1st treatment unit = +20.00 m
neglect secondary losse*

Solution

Design of pump

$$H_{total} = H_{static} + H_{dynamic}$$

$$H_{static} = \nabla \text{ 1st treatment unit } - \nabla (W.L) \text{ in sump}$$

$$H_{static} = 20 - 11.5 = 8.5 \text{ m}$$

note $H_{dynamic} = h_f + h_{sec} + h_v$

h_f no need to get it as we have WL in the sump

$$h_{sec}, h_v \cong \text{zero}$$

So $H_{total} \cong H_{static} = 8.5 \text{ m}$

$$Q_{m.m} = 2000 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}} = \frac{2000}{60 \times 60} = 0.56 \text{ m}^3/\text{sec} = 560 \text{ l/sec}$$

Choose 2 pumps of $Q = 280 \text{ l/sec}$ and 2 satndby

$$HP = \frac{\gamma \cdot Q_{m.m} \cdot H_{total}}{75 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} = \frac{1000 \times 0.56 \times 8.5}{75 \times 0.6} = 106 \text{ hp}$$

Design of sump:

$$Q_{\text{max.monthly}} \times 2 \text{ min} = \frac{2000}{60} \times 2 = 66.67 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{sump}} = \text{max. of}$$

$$Q_{\text{min}} \times 5 \text{ min} = \frac{0.7 \times 2000}{1.4 \times 60} \times 5 = 83.33 \text{ m}^3 \checkmark \checkmark$$

$$l = n_{\text{total}} \times (1:3) \text{ m}$$

$$l = 4 \times 2 = 8 \text{ m}$$

$$b = (1:3) \text{ m} = 2 \text{ m}$$

$$d = \frac{V_{\text{sump}}}{l \cdot b} = \frac{83.33}{8 \times 2} = 5.2 \text{ m} \geq d_{\text{min}}$$

Example 3

It's required to design intake conduit of water collection works for a city of Pop. = 160,000 c and Max WC = 180 lcd .If the annual increase of pop.equals 2 % and design peroid = 40 years .

Assume WC is constant during the project age

Solution

1 – At future

$$P_f = P_o(1 + r)^n = 160,000 \times (1 + .02)^{40} = 353,286 \text{ c}$$

$$Q_f = P_f \times WC = 353,286 \times \frac{0.18}{24 \times 60 \times 60} = 0.736 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Assume $v = 1.5 \text{ m/sec}$

$$A_{req} = \frac{Q_{m.m}}{v} = \frac{0.736}{1.5} = 0.49 \text{ m}^2 = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \varphi^2$$

$$n = 2 \rightarrow \varphi = 552 \text{ mm}$$

$$n = 3 \rightarrow \varphi = 456 \text{ mm}$$

$$n = 4 \rightarrow \varphi = 400 \text{ mm} \quad \checkmark \checkmark$$

try 4 $\varphi = 400 \text{ mm}$ (area of one pipe = .126 m^2)

Check

$$1 - v_{act} = \frac{.736}{4 \times .126} = 1.46 < 1.5 \quad o.k$$

$$2 - v_{min} = \frac{0.5 \times .736}{4 \times .126} = 0.73 > .6 \quad o.k$$

$$3 - v_{max.max.} = \frac{0.736}{3 \times .126} = 1.94 < 2.5 \quad o.k$$

2 – At present

$$Q_p = P_p \times WC = 160,000 \times \frac{0.18}{24 \times 60 \times 60} = 0.33 \text{ m}^3/\text{sec}$$

try 2 $\varphi = 400 \text{ mm}$ (area of one pipe = .126 m^2)

Check

$$1 - v_{act} = \frac{.33}{2 \times .126} = 1.31 < 1.5 \quad o.k$$

$$2 - v_{min} = \frac{0.5 \times .33}{2 \times .126} = 0.654 > .6 \quad o.k$$

$$3 - v_{max.max.} = \frac{0.33}{1 \times .126} = 2.619 > 2.5$$

increase one pipe so total no of pipes = 3

$$\therefore v_{max.max.} = \frac{0.33}{2 \times .126} = 1.31 > 2.5$$

Example 4

- * Given $P_0 = 150,000$ capita in large city
 $r = 2\%$ phase 1 after 20 years phase 2 after 40 years
 * Required to design intake only

* Solution *

1 – After 40 years

$$P_{40} = P_0(1 + r)^n = 150000(1 + .02)^{40} = 331200 \text{ capita}$$

لاحظ انه لم يذكر ان المعدل حسابي لذا دائما ناخذ هندسي اذا لم يحدد

$$\Delta WC = .1 \times \frac{331200 - 150000}{150,000} = 12\%$$

$$WC_{40} = WC_0 \left(1 + \frac{\Delta WC}{100}\right) = 225 \text{ l/c/d}$$

$$Q_d = \frac{1.4 \times 331,200 \times .225}{24 \times 60 \times 60} = 1.207 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Assume $v = 1.5 \text{ m/sec}$ (always choose max value in future)

$$A_{req} = \frac{1.207}{1.5} = .804 \text{ m}^2 = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2$$

choose 4 of $\phi = 550 \text{ mm}$ (A of one pipe = .238 m²)

check

$$1 - v_{act} = \frac{1.207}{4 \times .238} = 1.26 < 1.5 \quad o.k$$

$$2 - v_{min} = \frac{1.207 \times .5}{4 \times .238} = .64 > .6 \quad o.k$$

$$3 - v_{max.max.} = \frac{1.207}{3 \times .238} = 1.69 < 2.5 \quad o.k$$

note

$$1 - Q_{min} = .7 Q_{av} = .5 (1.4) Q_{av} = .5 Q_{m.m}$$

2 - if $v_{max.max} > 2.5$ increase total no of pipes

2 – After 20 years

$$P_{40} = P_0(1 + r)^n = 150000(1 + .02)^{20} = 222,900 \text{ capita}$$

$$\Delta WC = .1 \times \frac{222,900 - 150000}{150,000} = 4.86\%$$

$$WC_{40} = WC_0 \left(1 + \frac{\Delta WC}{100}\right) = 210 \text{ l/c/d}$$

$$Q_d = \frac{1.4 \times 222,900 \times .21}{24 \times 60 \times 60} = .76 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Use 3 pipes of $\phi = 550 \text{ mm}$ (A of one pipe = $.238 \text{ m}^2$) (close one)

check

$$1 - v_{act} = \frac{.76}{3 \times .238} = 1.06 < 1.5 \quad o.k$$

$$2 - v_{min} = \frac{.76 \times .5}{3 \times .238} = .53 < .6$$

close one pipe during min. flow

$$v_{min} = \frac{.76 \times .5}{2 \times .238} = .79 < .6 \quad o.k$$

$$3 - v_{max.max.} = \frac{.76}{2 \times .238} = 1.59 < 2.5 \quad o.k$$

3 – At present

$$Q_d = \frac{1.4 \times 150,000 \times .2}{24 \times 60 \times 60} = .486 \quad \text{m}^3/\text{sec}$$

Use 2 pipes of $\phi = 550 \text{ mm}$ (A of one pipe = $.238 \text{ m}^2$) (close two pipes)

check

$$1 - v_{act} = \frac{.486}{2 \times .238} = 1.02 < 1.5 \quad o.k$$

$$2 - v_{min} = \frac{.486 \times .5}{2 \times .238} = .51 < .6$$

close one pipe during min. flow

$$v_{min} = \frac{.486 \times .5}{1 \times .238} = 1.02 > .6 \quad o.k$$

$$3 - v_{max.max.} = \frac{.486}{1 \times .238} = 2.04 < 2.5 \quad o.k$$

Summary of results:

year	present	After 20 years	After 40 years
Pipes used	2 $\phi = 550 \text{ mm}$ +2 $\phi = 550 \text{ mm}$ closed	3 $\phi = 550 \text{ mm}$ +1 $\phi = 550 \text{ mm}$ closed	4 $\phi = 550 \text{ mm}$

Example 5

for a current pop year 2010 of 100,000 and an anual rate of increase of 2 % .The average water consumption rate of 200 lcd costant over the different phases of the projct

- 1 – Desgin the intake pipes to serve the need of project serving phase 1 at 2015 and phase 2 at 2040
- 2 – for the above case design low lift pump , sump, select appropriate pumping units

Solution

Note project start at 2015 not 2010

1 – At 2040

$$P_{40} = 100,000(1 + r)^n = 100,000(1 + .02)^{2040-2010} = 181,136 \text{ capita}$$

$$Q_d = \frac{1.4 \times 181,136 \times .2}{24 \times 60 \times 60} = 0.587 \quad m^3/sec$$

Assume $v = 1.5 \text{ m/sec}$

$$A_{req} = \frac{0.587}{1.5} = .391 \text{ m}^2 = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2$$

choose 4 of $\phi = 400 \text{ mm}$ (A of one pipe = $.126 \text{ m}^2$)

check

$$1 - v_{act} = \frac{.587}{4 \times .126} = 1.164 < 1.5 \quad o.k$$

$$2 - v_{min} = \frac{.587 \times .5}{4 \times .126} = 0.58 < .6 \quad \text{close one pipe}$$

$$= \frac{.587 \times .5}{3 \times .126} = 0.766 > 0.6 \quad o.k.$$

$$3 - v_{max.max.} = \frac{.587}{3 \times .126} = 1.55 < 2.5 \quad o.k$$

2 – At 2015 (project start)

$$P_{2015} = P_0(1 + r)^n = 100,000(1 + .02)^5 = 110,410 \text{ capita}$$

$$Q_d = \frac{1.4 \times 110,410 \times .2}{24 \times 60 \times 60} = .36 \quad m^3/sec$$

Use 3 pipes of $\phi = 400 \text{ mm}$ (A of one pipe = $.096 \text{ m}^2$) (close one)

check

$$\begin{aligned}
 1 - v_{act} &= \frac{.36}{3 \times .126} = 0.952 < 1.5 \quad o.k \\
 2 - v_{min} &= \frac{.36 \times .5}{3 \times .126} = 0.47 < .6 \quad \text{close one pipe} \\
 &= \frac{.36 \times .5}{2 \times .126} = 0.714 > .6 \quad o.k \\
 3 - v_{max.max.} &= \frac{.36}{2 \times .126} = 1.42 < 2.5 \quad o.k
 \end{aligned}$$

2 – for pumps

- 1- لا يتم تصميم المضخات على المستقبل لانه العمر الافتراضى لها من 10 : 20 سنة فقط لذا تصمم على الحاضر ويتم استبدالها خلال المرحلة الجديدة Phase 2 بمضخات أخرى تخدم التصرف المطلوب ولكن يفضل ان يكونا بنفس العدد حتى يكون Sump بنفس الابعاد
- 2- عندما لا يذكر اى شيء عن intake يتم فرض الضاغط الكلى المطلوب في حدود (10: 12 متر)

1 – At present (2015)

$$Q = .36 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

take two pumps of $Q = 180 \text{ l/sec}$ + 2 stand by

$$\text{Assume } H_{total} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Total Hp} = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{75 \eta} = \frac{1000 \times .36 \times 10}{75 \times .6} = 80 \text{ hp}$$

2 – At 2040

$$Q = 0.59 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

take two pumps of $Q = 300 \text{ l/sec}$ + 2 stand by

$$\text{Assume } H_{total} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Total Hp} = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{75 \eta} = \frac{1000 \times .6 \times 10}{75 \times .6} = 134 \text{ hp}$$

3 – for Sumps (wet well or main feeder)

1- تصميم بيارة المياه العكرو على المستقبل

2- لاحظ اننا اخذنا نفس العدد من الطلمبات وبالتالي سيكون للبيارة نفس الابعاد

1 – At 2040

$$Q = .59 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$n_t = n_w + n_{s.b} = 2 + 2 = 4 \text{ pumps}$$

$$Q_{\max.\text{monthly}} \times 2 \text{ min} = .59 \times 2 \times 60 = 70.8 \text{ m}^3$$

volume = max. of

$$Q_{\min.} \times 5 \text{ min} = \frac{.59}{2} \times 5 \times 60 = 88.5 \text{ m}^3 \quad \checkmark\checkmark$$

Assume distance between pumps = 2.0 m $\rightarrow l = 4 \times 2 = 8 \text{ m}$

Assume $b = 2 \text{ m}$

$$d = \frac{88.5}{8 \times 2} = 5.53 \text{ m} > d_{\min}$$

2 – At 2015

$$Q = .36 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$n_t = n_w + n_{s.b} = 2 + 2 = 4 \text{ pumps}$$

$$Q_{\max.\text{monthly}} \times 2 \text{ min} = .36 \times 2 \times 60 = 43.2 \text{ m}^3$$

volume = max. of

$$Q_{\min.} \times 5 \text{ min} = \frac{.36}{2} \times 5 \times 60 = 54 \text{ m}^3 \quad \checkmark\checkmark$$

$$l = 8, b = 2 \rightarrow d = \frac{54}{2 \times 8} = 3.375 > d_{\min}$$

Summary of results:

year	2015	2040
Pipes used	3 φ = 400 mm +1 φ = 350 mm closed	4 φ = 400 mm
Pumps	2 working + 2 standby $Q_{\text{one}} = 180 \text{ l/sec}$ $Hp_{\text{total}} = 80 \text{ hp}$	2 working + 2 standby $Q_{\text{one}} = 300 \text{ l/sec}$ $Hp_{\text{total}} = 134 \text{ hp}$
Sumps	$l = 8 \text{ m}$ $b = 2 \text{ m}$ $d = 5.53 \text{ m}$	$l = 8 \text{ m}$ $b = 2 \text{ m}$ $d = 3.38 \text{ m}$

Example 6

for A WTP of 3 intakes of $\phi = 500$ mm find max. served pop.
if max. WC = 250 l/c/d

Solution

1 – max. Q

$$1 - v_{act} = \frac{Q_{m.m}}{n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2}$$

لايجاد اكبر قيمة ل $Q_{m.m}$ نضع v_{act} بأكبر قيمة لها وتساوى 1.5

$$Q_1 = v_{act} \times n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 1.5 \times 3 \times \frac{\pi}{4} \times 0.5^2 = 0.88 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$2 - v_{max.max} = \frac{Q_{m.m}}{(n-1) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2} = 2.5 \quad (\text{emergency case})$$

$$Q_2 = v_{max.max} \times (n-1) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2$$

$$= 2.5 \times 2 \times \frac{\pi}{4} \times 0.5^2 = 0.98 \text{ m}^3/\text{sec}$$

عندما نريد تحديد اقصى قيمة ممكنة للتصرف من أكثر من قيمة بناخذ القيمة الأصغر لأنها تكون امانة في جميع

الحالات بمعنى اننا لو اخدنا التصرف الأقصى 0.98 سنجد انه في السرعة الفعلية v_{act} غير امانة

$$Q_{max} = Q_1 = 0.88 \text{ m}^3/\text{sec}$$

1 – max. pop

$$Q_{max} = Pop \times WC$$

$$0.88 = Pop \times \frac{250}{1000 \times 24 \times 60 \times 60} \rightarrow Pop = 304,128 \text{ capita}$$

Shebin-Elkom Engineering faculty
Civil Engineering Department

Notes on

Sanitary & Environmental Engineering

Part 1

Water supply

Water treatment

Plain Sedimentation

Water treatment

Water treatment includes 3 stages:

- 1- Sedimentation (*plain sed. & chemical sed.*)
- 2- Filtration (Slow sand filter & Rapid .S.F)
- 3- Disinfection.

Water treatment plants:

يوجد نوعان من محطات تنقية المياه هما :

1- Old water treatment plants(slow sand filters W.T.P)

always contain plain sedimentation tank followed by slow sand filter then disinfection

- يتواجد هذا النوع على نطاق ضيق في المحطات التي تخدم تصريفات صغيرة
- يعتبر بدائي الى حد ما لذا فانه غير واسع الانتشار

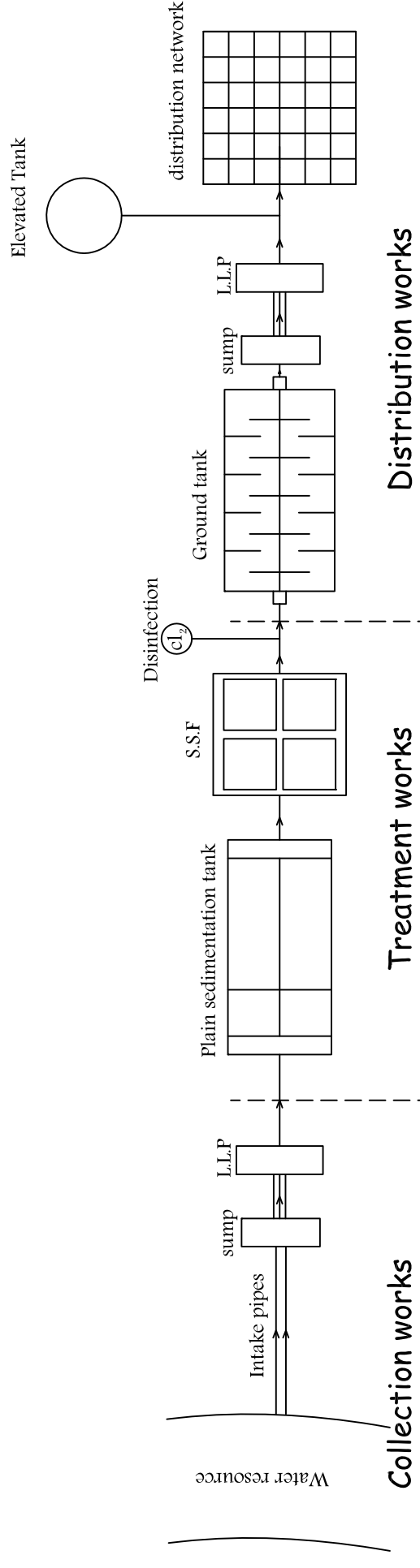
2- Modern treatment plants(Rapid sand filter W.T.P)

Consist of coagulation and sedimentation followed by Rapid sand filter then disinfection.

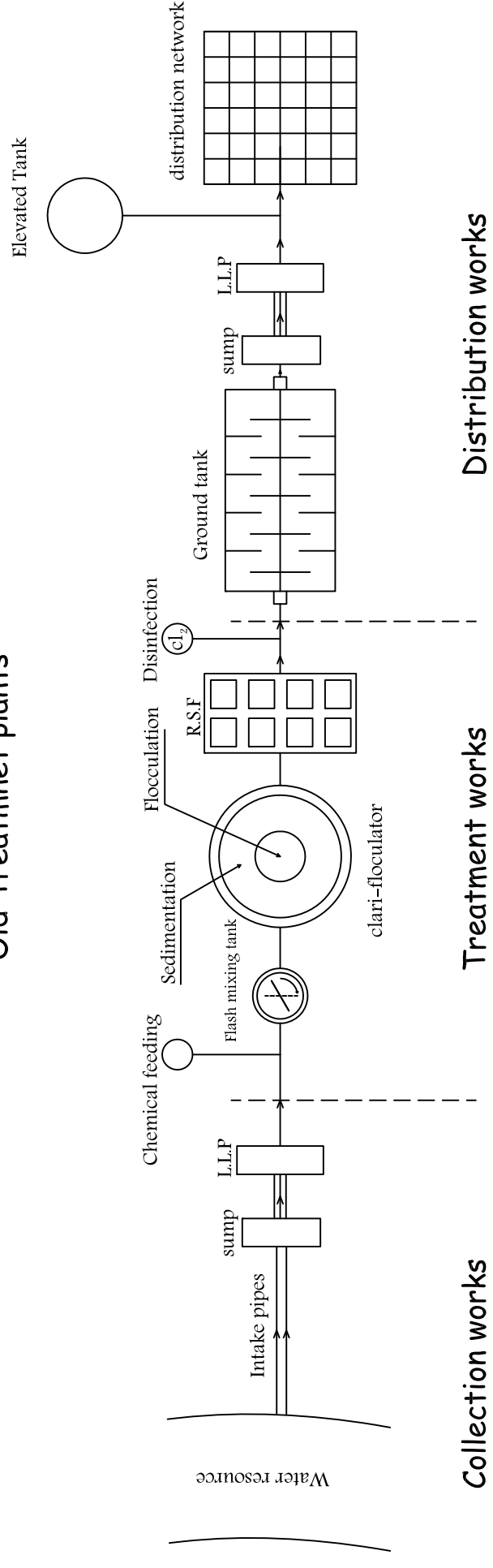
- النوع الأكثر انتشارا لمحطات تنقيه المياه
- يخدم تصريفات كبيرة في أوقات مناسبة

ملحوظة:

الفرق الرئيسي بين النوعين هو طريقة تنقية ومعالجة المياه فالنوع الأول يعتمد على طرق بدائية في المعالجة بينما النوع الاخر يستخدم مواد وتكنولوجيا حديثة في التنقية والمعالجة كما سيلي ذكره



Flow line in Slow Sand Filter (S.S.F.) water treatment plant
Old Treatment plants



Flow line in Rapid Sand Filter (R.S.F.) water treatment plant
Modern Treatment plants

Sedimentation:

Physical treatment process allows for particles having specific gravity higher than water to settle under its own weight.

Factors affecting sedimentation:

1- Water properties :

- Sed. Decreases with Water viscosity increase
- Sed. Decreases with Water density increase
- Water temperature sed. Increases in higher temperature

2- Suspended solids concentration, size and shape.

3- Detention time:

تزداد كفاءة الترسيب بزيادة الفترة التي تقضيها المياه في الحوض ولكن بعد فترة معينة يصبح معدل الترسيب متناقص لذا دائما تحدد فترات قياسية للوقت اللازم لبقاء المياه في الحوض .

4- Velocity of flow

يزداد معدل الترسيب بتقليل السرعة لذا تحدد السرعة الأقصى في خزانات الترسيب بسرعة 30 سم / ث

5- Shape of tank

الخزانات الدائرية أكثر كفاءة في الترسيب من الخزانات المستطيلة

Ideal sedimentation tank:

The conditions of an ideal sedimentation tank:

1. The flow is laminar flow.
2. There are no dead zones.
3. The horizontal velocity is constant.

4. Good arrangement of inlet and outlet weirs.

Types of sedimentation:

1- Plain sedimentation → in S.S.F.W.T.P

وفيه يستخدم حوض لترسيب الرواسب بدون استخدام أى إضافات كيميائية

2- Chemical sedimentation → in R.S.F.W.T.P

وفيه تستخدم المواد الكيميائية لزيادة فاعلية الترسيب

Design of plain sedimentation tank

- **Used for:**

Remove 60:85 % of suspended solids and colloidal matters

- **Shapes:**

Rectangular shape in plan or circular section

- **Design Data:**

$$\begin{aligned}
 1- Q_{design} &= Q_d = Q_{max.monthly} \\
 &= 1.4 \times P \times w_c \\
 &= P \times max. w_c \\
 &= P \times summer consumption
 \end{aligned}$$

2- Detention time = Retention time $\cong$ 2: 4 hrs

So capacity of tank = $Q_d \times T$

Capacity = volume = $n \times b \times l \times d$ for rec.

= $n \times \pi \frac{\phi^2}{4} d$ for circular

b, l, d tank dimension in m

φ diameter of circular tank in m

n no of tanks

3- Surface load Rate = over flow rate $\cong 20 : 40 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}$

$$S.L.R = \frac{Q}{\text{surface area}} = \frac{Q}{n \cdot b \cdot l \text{ (rect.)}} \text{ or } \frac{Q}{n\pi \frac{\varphi^2}{4} \text{ (circular)}}$$

4- Hydraulic load on outlet weir = weir loading rate = over load

$$H.L = \frac{Q}{n \cdot l_w} \cong 300 \text{ m}^3 / \text{m} / \text{d}$$

5- Horizontal velocity $\leq 0.3 \text{ m/min}$

$$V_h = \frac{Q}{\text{cross area}}$$

cross area = $n \cdot b \cdot d$ in rec. tank

cross area = $n \cdot \pi \frac{\varphi}{2} \cdot d$ in circular tank

لاحظ

- في الخزان الدائري ناخذ قطاع عند منتصف قطر الخزان حيث تكون فيه سرعة المياه متوسطة ككل في الخزان
- يجب الاهتمام بالوحدات جيدا ومعرفة اختصار الأسماء لكل جزء من أجزاء المحطة

Recommended dimensions for tanks:

$$d = 3 : 6 \text{ m}$$

$$b = (2:4)d \leq 12.5 \text{ m}$$

$$l = (3:5)b \leq 50 \text{ m}$$

$$\varphi \leq 40 \text{ m}$$

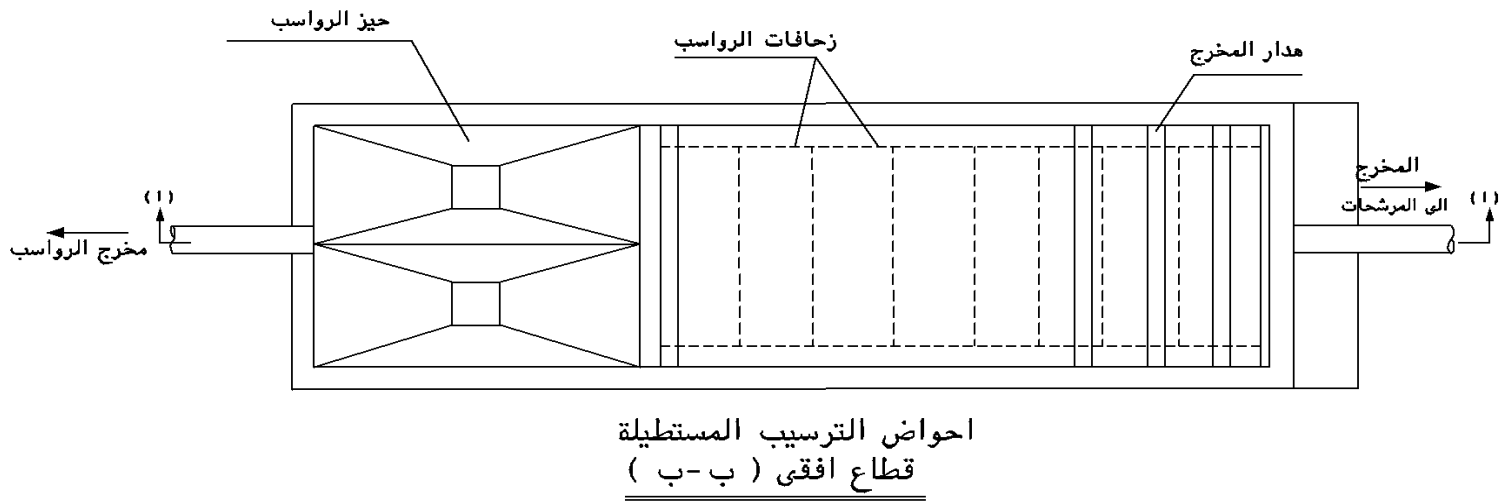
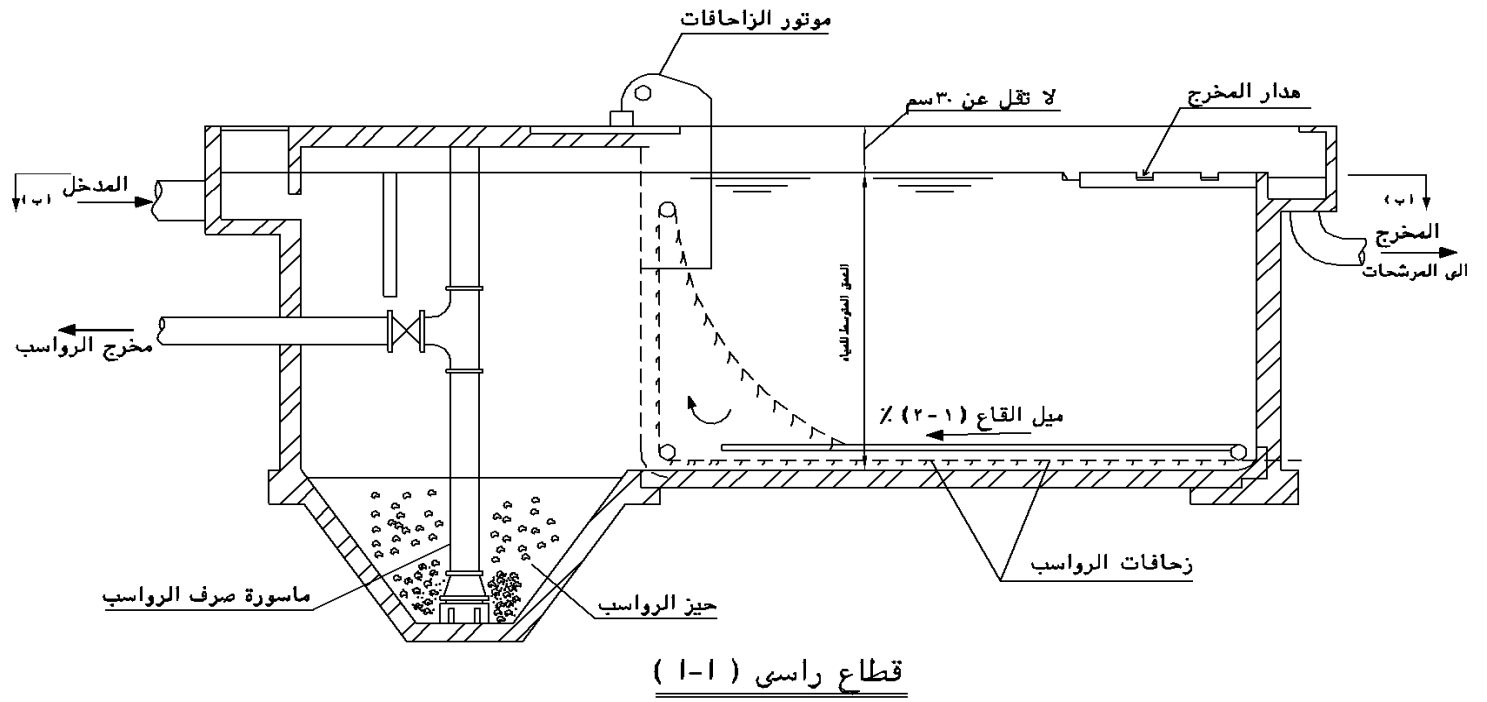
$$n \geq 2 \text{ tanks}$$

$$\text{bottom slope} = 1 - 2 \% \quad \text{in rec}$$

$$= 2:4\% \quad \text{in circular}$$

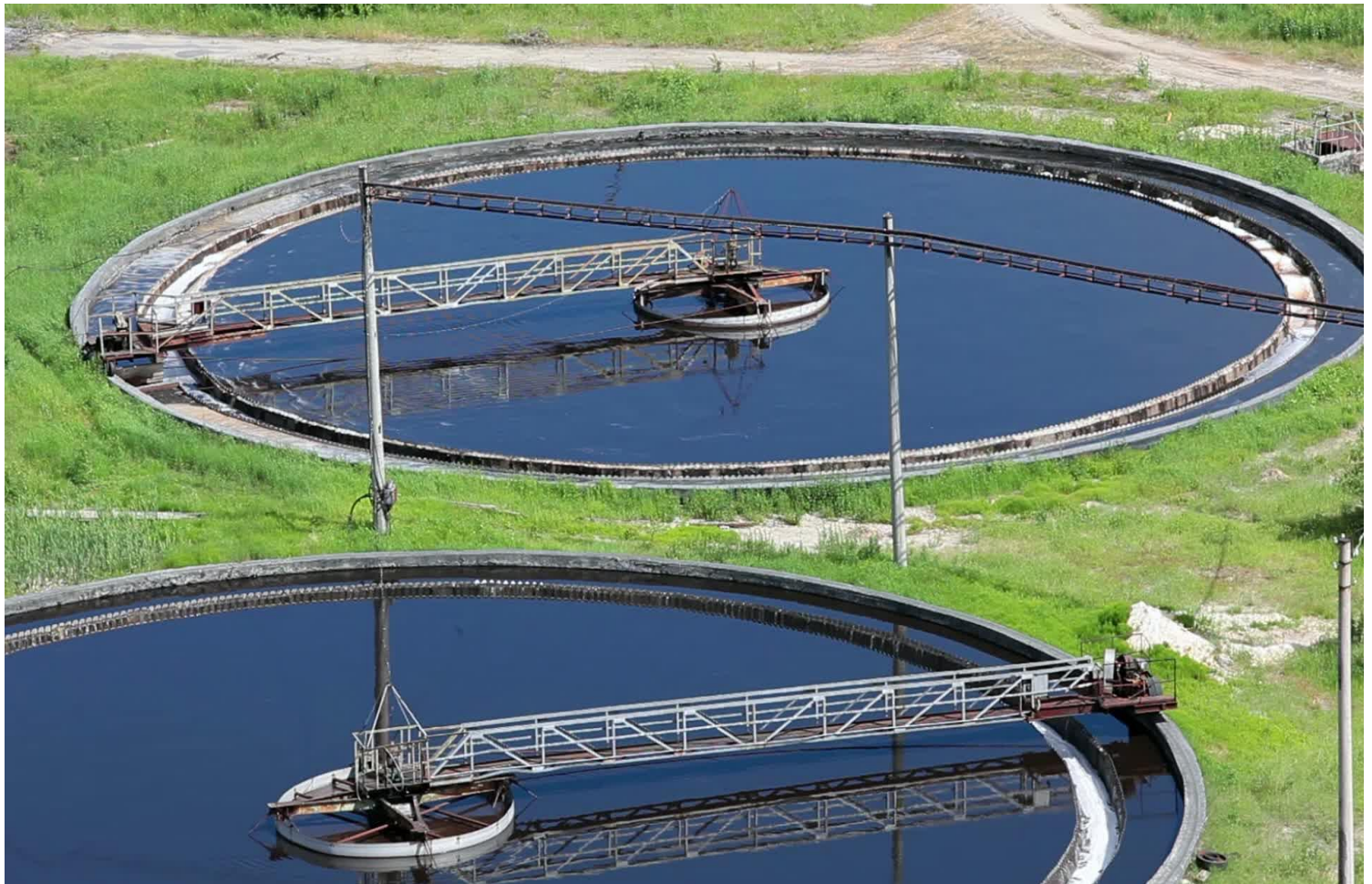
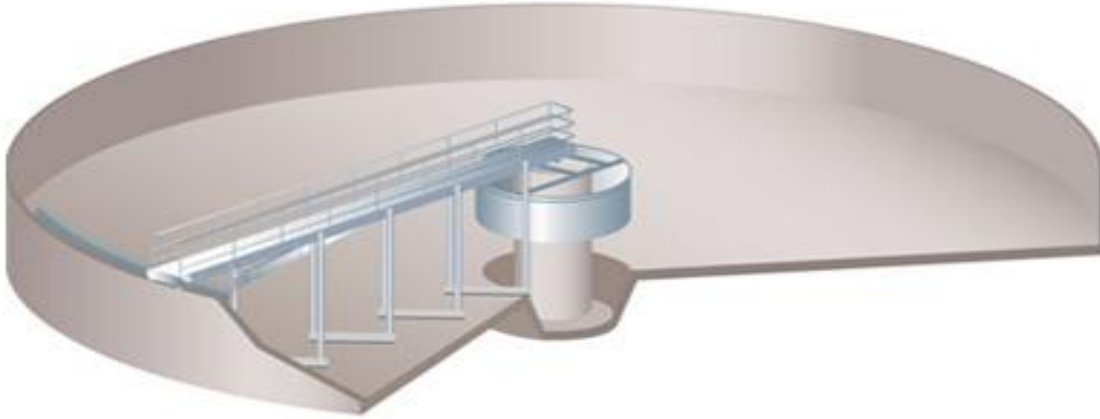
Rectangular sedimentation tank:

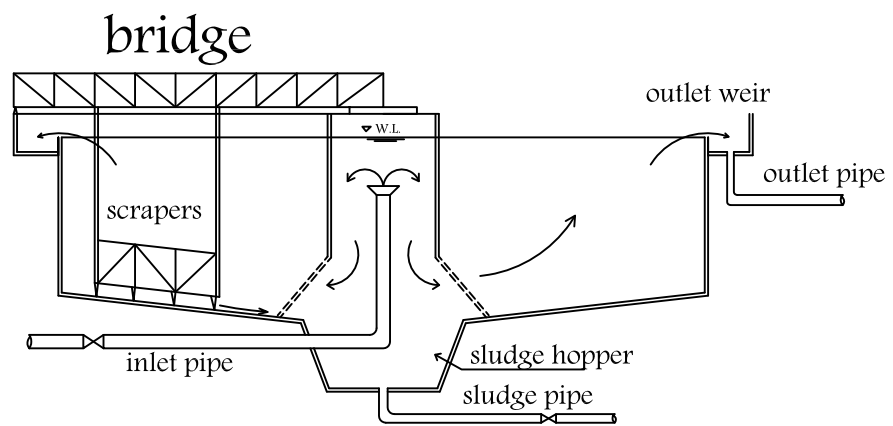




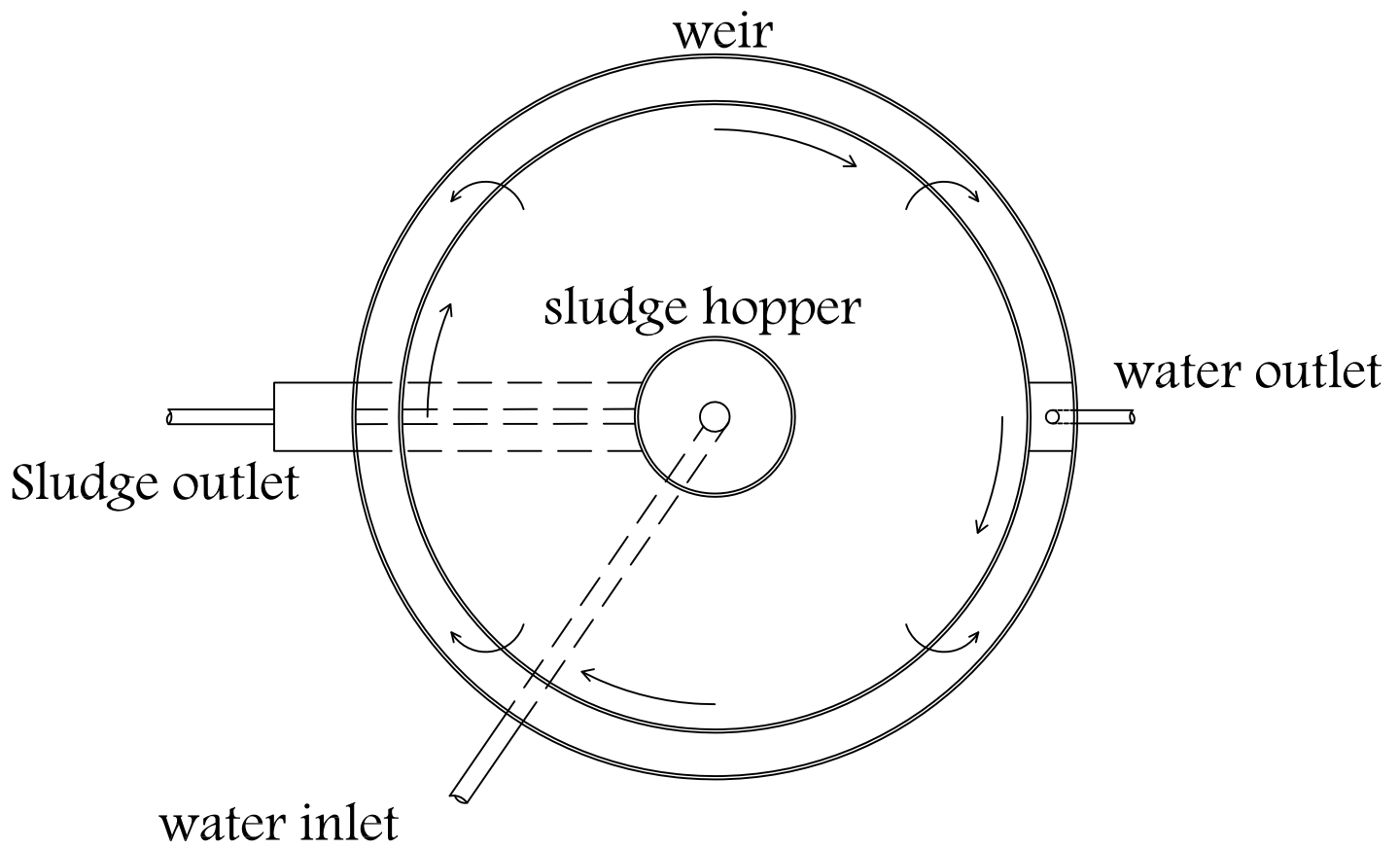
Section at Rectangular sedimentation tank

Circular sedimentation tank (clarifiers)





Sec. Elevation



Sec. plan

section at circular sedimentation tank (clarifier)

Design EXAMPLE

It's required to design a plain sedimentation tank to serve an hourly discharge of 3000 m^3

Design a rectangular and circular tanks

-- Solution --

Assume $T = 3 \text{ hours}$

So capacity = $T \times Q_d = 3 \times 3000 = 9000 \text{ m}^3$

Assume $S.L.R = 30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}$ (20:40)

and $S.L.R = \frac{Q_d}{S.A} \rightarrow S.A = \frac{3000 \times 24}{30} = 2400 \text{ m}^2$

$$d = \frac{\text{capacity}}{S.A} = \frac{9000}{2400} = 3.75 \text{ m}$$

1) for Rectangular tank:

Assume $b = (2:4)d \cong 10 \text{ m}$

$l = (3:5)b \cong 40 \text{ m}$

$$S.A = n.b.l = 2400 \rightarrow n \times 10 \times 40 = 2400 \rightarrow n = 6 \text{ tanks}$$

Check:

$$1- S.L.R = \frac{Q}{S.A} = \frac{3000 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{hr}} \right) \times 24 \text{ hr}}{6 \times 10 \times 40} = 30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}$$

$$2- V_h = \frac{Q}{\text{cross area}} = \frac{3000 / 60}{6 \times 10 \times 3.75} = 0.22 \text{ m/min} < 0.3 \text{ m/min}$$

$$3- H.L = \frac{Q}{l_w} = \frac{Q}{n.b} = \frac{3000 \times 24}{6 \times 10} = 1200 \text{ m}^3 / \text{m} / \text{d} \gg (300)$$

- نلاحظ ان طول هدار خروج المياه لا يكفي لتمرير المياه ويحتاج الى طول اكبر من ذلك
تعتبر هذه الجزئية من اهم عيوب الخزانات المستطيلة

- نلجأ لعمل هدارات في الخروج بتشكيلات مختلفة بشرط ألا تزيد طول الهدارات عن 7/1 طول الخزان

assume H.L 300 = $m^3 / m' / d$

$$H.L = \frac{Q}{n l w} \rightarrow 300 = \frac{3000 \times 24}{6 \times l w}$$

$$l w = 40 m$$

Try one vent

$$l = 2 (9 + 1) = 20 < 40 m \quad \text{unsafe}$$

Try two vents

$$l = 4(9 + 1) = 40 m \quad (o.k)$$

Check l_{out}

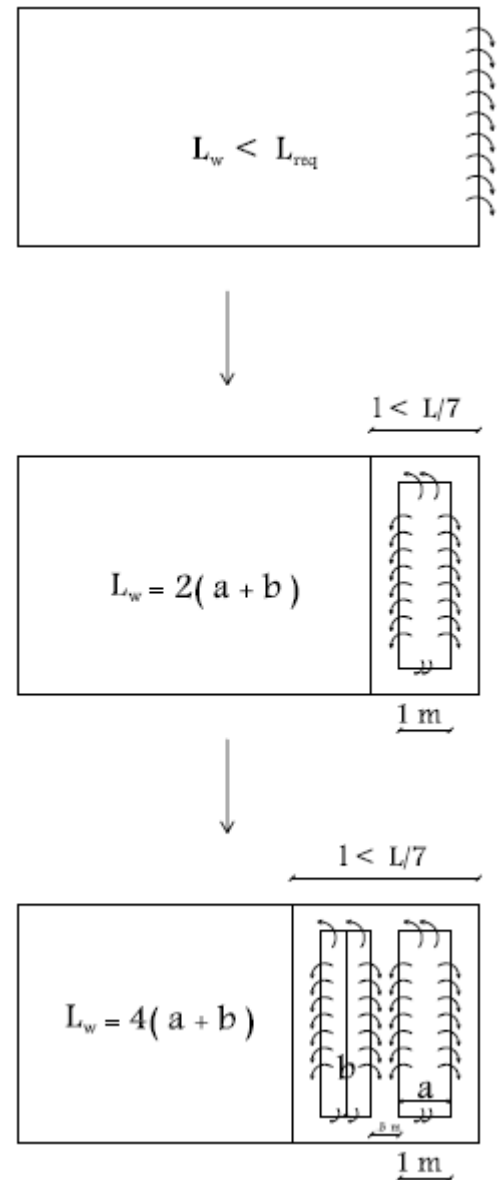
$$l_{out} = .5 + 1 + .5 + 1 + .5 = 3.5$$

$$< \frac{l}{7} = \frac{40}{7}$$

So use 6 tanks of dimensions **10 x 40** ms

Water depth is **3.75** ms

And weir with shape shown



2) For clarifier (circular sedimentation tank)

$$S.A = 2400 \text{ m}^2 \quad \text{capacity} = 9000 \text{ m}^3 \rightarrow d = 3.75 \text{ m}$$

Assume $\varphi = 30 \text{ m}$

$$n \cdot \pi \cdot \frac{30^2}{4} = 2400 \rightarrow n = 3.4 \rightarrow n = 3 \text{ tanks}$$

$$3 \cdot \pi \cdot \frac{\varphi^2}{4} = 2400 \rightarrow \varphi = 32 \text{ m}$$

Check

$$1- S.L.R = \frac{Q}{S.A} = \frac{3000 \times 24}{3 \times \pi \times \frac{32^2}{4}} = 29.8 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d} \quad (20 : 40)$$

$$2- V_h = \frac{Q}{\text{cross area}} = \frac{3000 / 60}{3 \times \pi \times \frac{32}{2} \times 3.75} = 0.088 \text{ m/min}$$

$$< 0.3 \text{ m/min}$$

$$3- H.L = \frac{Q}{l_w} = \frac{Q}{n \cdot \pi \cdot \varphi} = \frac{3000 \times 24}{3 \times \pi \times 32} = 238 \text{ m}^3 / \text{m} / \text{d} \quad (150 : 300)$$

So use **3** circular sedimentation tanks with $\varphi = 32\text{m}$

Water depth = **3.75 m**

Sludge

- عندما تترسب الرواسب الصلبة suspended solids في قاع الخزان تكون مختلطة بالماء ويكون تركيزها حوالى (2 : 5) % . يجب ازالة هذه الرواسب حتى نحافظ على سعة الخزان ومنع عودة المواد المترسبة للمياه مرة أخرى وهذا ما نسميه sludge cleaning.
- يعتمد أسلوب السحب على عمل جزء من الخزان يجمع الرواسب ثم نصل به ماسورة تسحب الرواسب 3 او 4 مرات يوميا.
- كثافة الرواسب تتراوح ما بين 1.05 : 2.1 طن / م³

Design of sludge hopper:

$$\text{Sludge} = \text{Water} + [2 \text{ to } 5 \% \text{ Solids}]$$

Assume SS inlet the sedimentation tank = $X \text{ mg/l}$ (if not given)

RR is the Removal Ratio in the sedimentation process =
60 – 85 %

$$\text{Amount of SS in sludge per day} = Y$$

$$= \frac{Qd \left(\frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right) \times X \text{ (g/m}^3\text{)}}{10^6 \text{ (g/t)}} \times \text{RR (ton)}$$

Assume concentration of SS in Sludge = $C \% = 2 - 5 \%$

Assume Specific Gravity of Sludge = $\gamma = 1.05 - 2.1$

$$\text{So Amount of Sludge per day (t/d)} = Z \text{ (t/d)} = \frac{Y \text{ (t/d)}}{C \%}$$

$$\text{Volume of Sludge per day (m}^3\text{/d)} = V \text{ (m}^3\text{/d)} \frac{Z \text{ (t/d)}}{\gamma \times 1 \text{ (t/m}^3\text{)}}$$

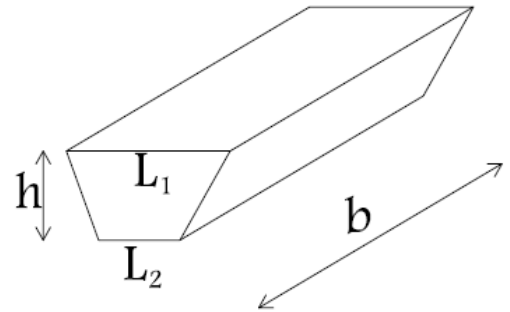
$$\therefore \text{volume of sludge in one tank} = \frac{Qd \left(\frac{m^3}{d} \right) \cdot X \left(\frac{g}{m^3} \right) \cdot RR}{10^6 \left(\frac{g}{t} \right) \cdot \frac{c}{100} \cdot \gamma \cdot n \cdot m} \quad (m^3)$$

بقسمة الحجم المطلوب على عدد مرات السحب يوميا m وعدد الخزانات n (من التصميم) نحصل على حجم sludge hopper للخزان الواحد .

Volume of sludge hopper:

For rectangular tank:

$$\text{Volume} = \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \times h \right) \times b$$



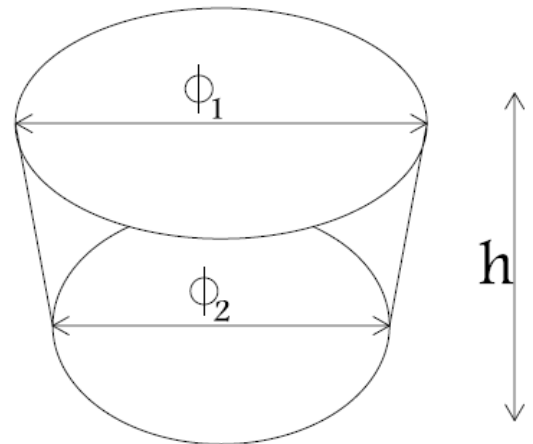
For circular tank:

$$\text{Volume} = A_{av} \times h$$

$$A_{av} = \frac{A_1 + A_2}{2} = \frac{\frac{\pi}{4} \times (\phi_1^2 + \phi_2^2)}{2}$$

$$\phi_1 = 2 : 3 \text{ m} \quad \phi_2 = 1 : 2 \text{ m}$$

$$h = 1 : 2 \text{ m}$$



Design of sludge pipe:

Sludge pipe used to drain sludge out of sedimentation tank

Withdrawal time = 5:15 min

velocity = 1.15 m/sec

$$\phi_{min} = 150 \text{ mm}$$

EXAMPLE 2

Design the plain rectangular sedimentation tanks for a water purification plant of an hourly output **5000** m³. Then get the amount of sludge if the SS in raw water is 80 ppm and sludge specific gravity is 1.1.

- Solution –Design of plain sedimentation tanks:

Assume that wp is 24 hr/day $Q_d = 5000 \text{ m}^3/\text{hr}$

Assume $RT = 4 \text{ hrs (from 2 – 4 hrs)}$

$$\text{Minimum Total Volume} = 4 \times 5000 = 20,000 \text{ m}^3 = n.b.l.d$$

Assume $SLR = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d} = 1.25 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hr}$

$$T.S.A = \frac{5000}{1.25} = 4000 \text{ m}^2 = n.b.l$$

$$d = \frac{\text{Volume}}{T.S.A} = \frac{20,000}{4000} = 5.0 \text{ m}$$

Assume $B = 2d = 10 \text{ m}$

Assume $L = 5B = 50 \text{ m}$ $n = 8 \text{ tanks}$

$$\text{Actual S.A.} = 50 \times 10 = 500 \text{ m}^2$$

$$\text{Actual TSA} = 8 * 500 = 4,000 \text{ m}^2$$

$$\text{Actual Volume} = 50 \times 10 \times 5 = 2500 \text{ m}^3$$

$$\text{Actual Total Volume} = 8 \times 2500 = 20,000 \text{ m}^3$$

Check:

- 1- $\text{Actual RT} = 20,000 / 5000 = 4 \text{ hr (ok)}$
- 2- $\text{Actual SLR} = (5000 / 4000) \times 24 = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d (ok)}$
- 3- $Vh = \left(\frac{5000}{400} \times 60\right) = 0.21 \text{ m/min (ok)}$
- 4- $H.L. = (5000/80) \times 24 = 1500 \text{ m}^3/\text{m}/\text{d (unsafe)}$

Complete as in first example

Sludge Amount

$$S.S = 80 \text{ mg/l}$$

Assume $R.R. = 80 \%$

$$\begin{aligned} \text{Amount of SS in sludge per day} &= Y \left(\frac{t}{d} \right) \\ &= 120,000 \left(\frac{\text{m}^3}{d} \right) \times \left(80 \left(\frac{g}{\text{m}^3} \right) / 106 (g/t) \right) \times 0.8 \\ &= 7.68 \text{ ton/day} \end{aligned}$$

Assume $\text{concentration of SS in Sludge} = C \% = 3 \%$

$$\begin{aligned} \text{Amount of Sludge (Water + SS) per day (t/d)} &= Z (t/d) \\ &= 7.68 (t/d) / 0.03 = 256 \text{ t/d} \end{aligned}$$

$$\text{Specific Gravity of Sludge} = SG = 1.1$$

$$\begin{aligned} \text{Volume of Sludge per day (m}^3/\text{d)} &= V (\text{m}^3/\text{d}) = \left(\frac{256 \left(\frac{t}{d} \right)}{1.1 \times 1 \left(\frac{t}{\text{m}^3} \right)} \right) \\ &= 232.73 (\text{m}^3/\text{d}) \end{aligned}$$

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

Notes on

Sanitary & Environmental Engineering

Part 1

Water supply

Water treatment

Chemical Sedimentation

Coagulation:

عملية إضافة مواد كيميائية coagulants (المواد المروبة) للمياه حتى تتفاعل مع القلوية الموجودة بالمياه فنتج مادة لها ملمس جيلاتيني تجذب الحبيبات الذائبة في الماء وتكون حبيبات أكبر حجما تترسب بشكل اسرع .

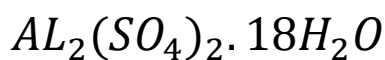
Purpose of coagulation:

- 1- Reduce of Detention time
- 2- Increase filtration rate
- 3- Increase sedimentation efficiency (90:96%)
- 4- Improve water quality

Coagulants types:

- 1- Aluminum sulphate

الشبه



وهي أكثر المواد استخداما لرخصتها وعدم وجود اثار سيئة لها في المياه

- 2- Based on iron

- Ferric sulphate
- Ferric chloride
- Ferrous sulphate



Factors affecting coagulation:

- 1- Water PH
- 2- Coagulant dose
- 3- Coagulant type

- 4- Temperature
- 5- Mixing type

Coagulation process:

Coagulation process consists of these stages:

- 1- Adding coagulants (feeding)
- 2- mixing
- 3- flocculation
- 4- sedimentation

1)-Feeding:

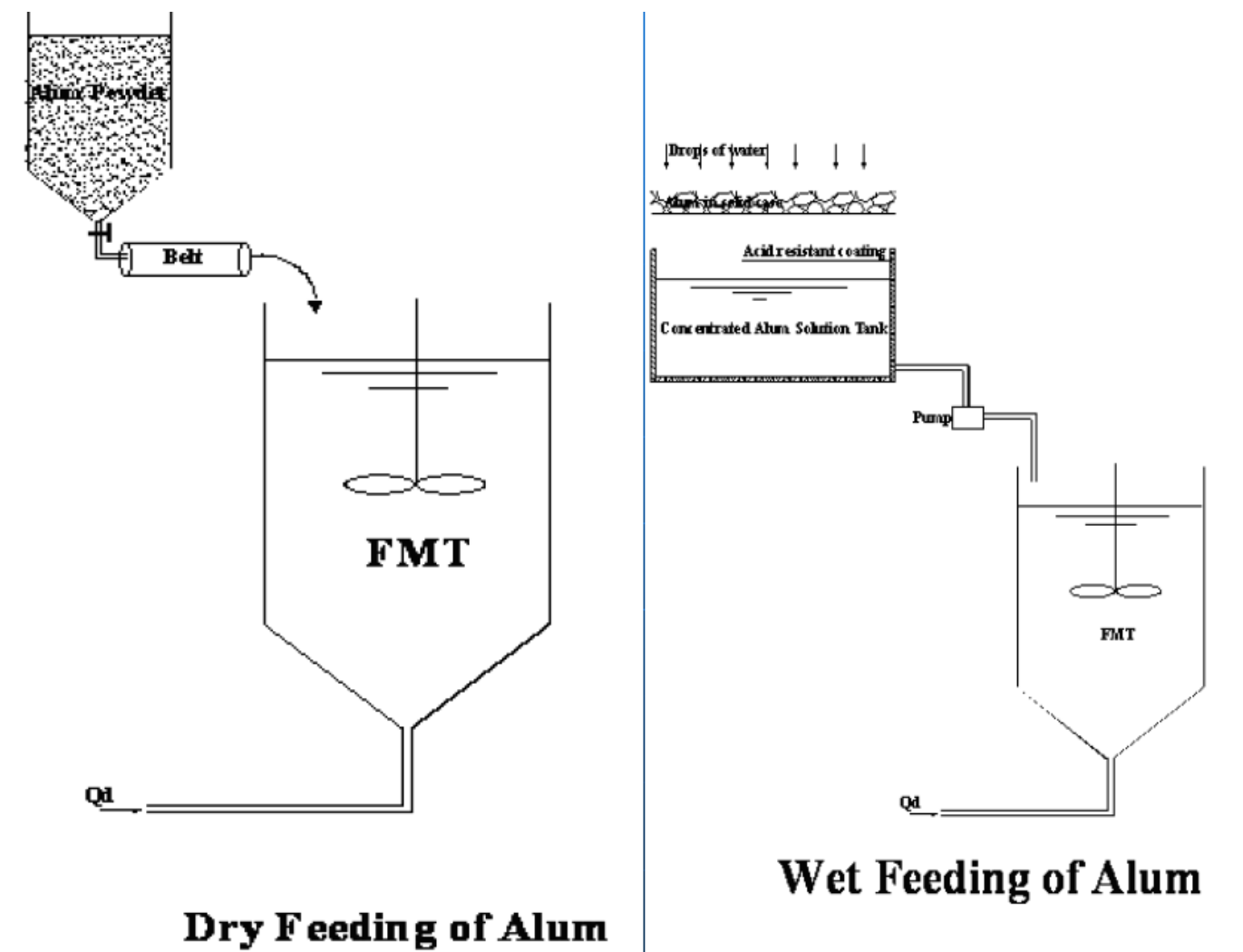
Adding coagulants to water by dry or wet feeding

Dry feeding:

- يتم إضافة المواد المروبة كمسحوق بدرجة على المياه ولكن هذه الطريقة بها عيوب مثل :
- 1- صعوبة التحكم في مقدار الجرعة
 - 2- يحتاج الى عمالة أكثر
 - 3- تآثر المخزون بالرطوبة النسبية

Wet feeding:

- وفيه يتم عمل محلول solution من المادة المروبة والماء في خزان يسمى alum solution tank ويتميز هذا النوع ب:
- 1- كفاءة انتشار المحلول في الماء
 - 2- سهولة التحكم في الجرعة



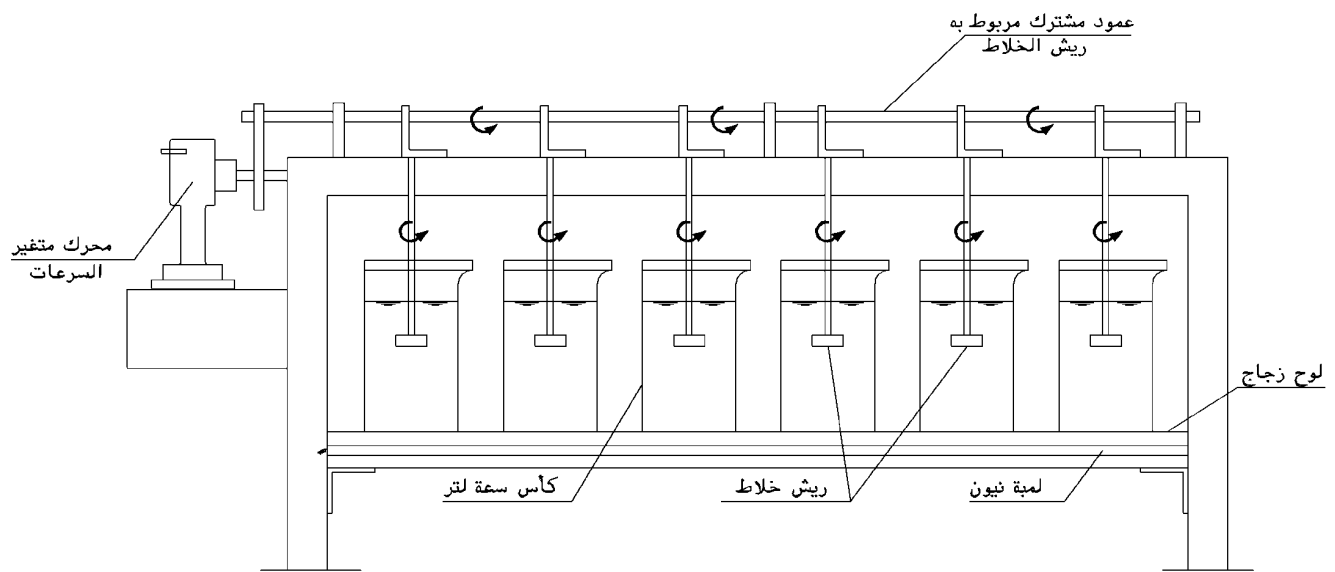
Determination of optimum Dose (jar test)

لتحديد الجرعة المثالية من المروبات coagulants dose نقوم بعمل اختبار في محطة تنقية المياه يوميا مرة على الأقل حتى نحدد افضل جرعة ممكنة

Jar test:

- 1- Use 6 vessels of volume 1 liter and put different doses in them(20:70 mg/l)
- 2- Flash mix the water for 30 sec. (100:300) r.p.m
- 3- Gentle mixing for 10 min (20:30)r.p.m
- 4- Sedimentation for 30 min
- 5- Get removal efficiency for each vessel (depth of sed. Solids)
- 6- Draw relationship between dose and efficiency

7- Get the optimum dose that give max efficiency (min turbidity)



Jar Test Apparatus
جهاز لتحديد جرعة المواد المروية

Design of Alum solution tank:

$$\text{Volume of one tank} = \frac{Q \cdot S}{C \cdot \gamma \cdot n \cdot 10^6}$$

where

Q plant treatment hourly flow (m^3 / day)

S alum dose (20 : 70) ppm or gm/m^3

C alum solution concentration (5:10 %)

γ solution specific gravity (1.02 :1.07)

n no of tanks = no of work turns(shifts) = working period/time of turn

For tank dimension:

$d = 1:2 \text{ m}$

$n \geq 2$

section square shape

2)-Mixing

الهدف من هذه المرحلة هو خلط وتوزيع محلول المروب coagulant solution بانتظام داخل المياه

Types of mixing methods:

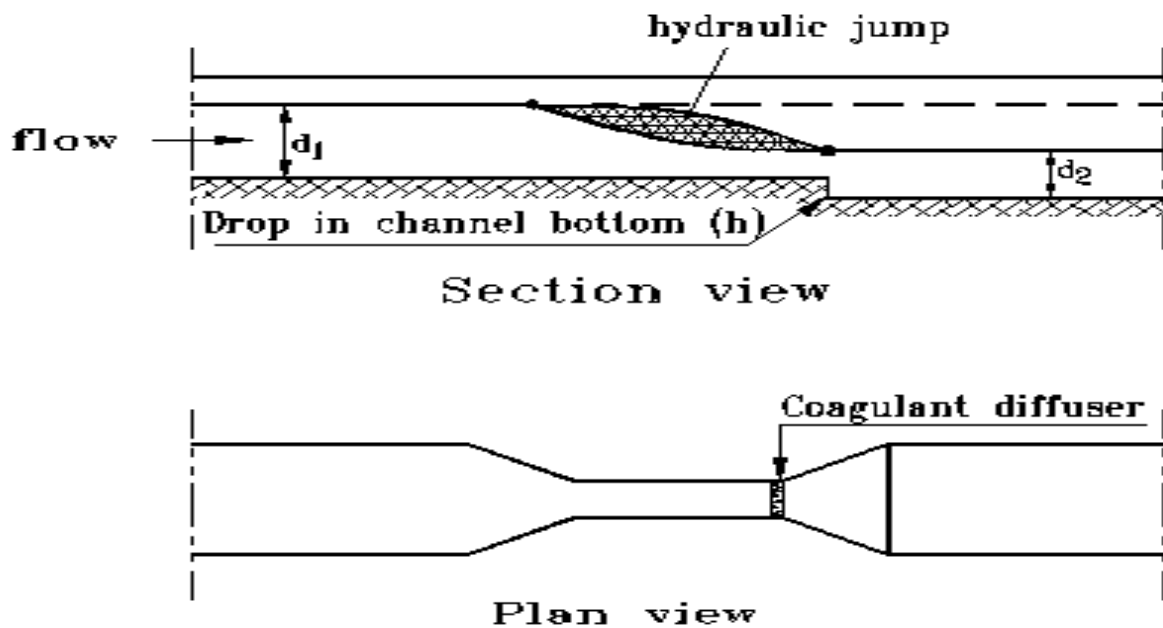
1- Injection of coagulants to suction pipes of L.L.P .

2- Hydraulic mixing

وذلك باستخدام هدارات تسبب قفزة مائية hydraulic weirs او باستخدام ماسورة لها عنق في المنتصف تسمى ب venturi-system تعمل على خلط المواد المروبة بانتظام داخل المياه

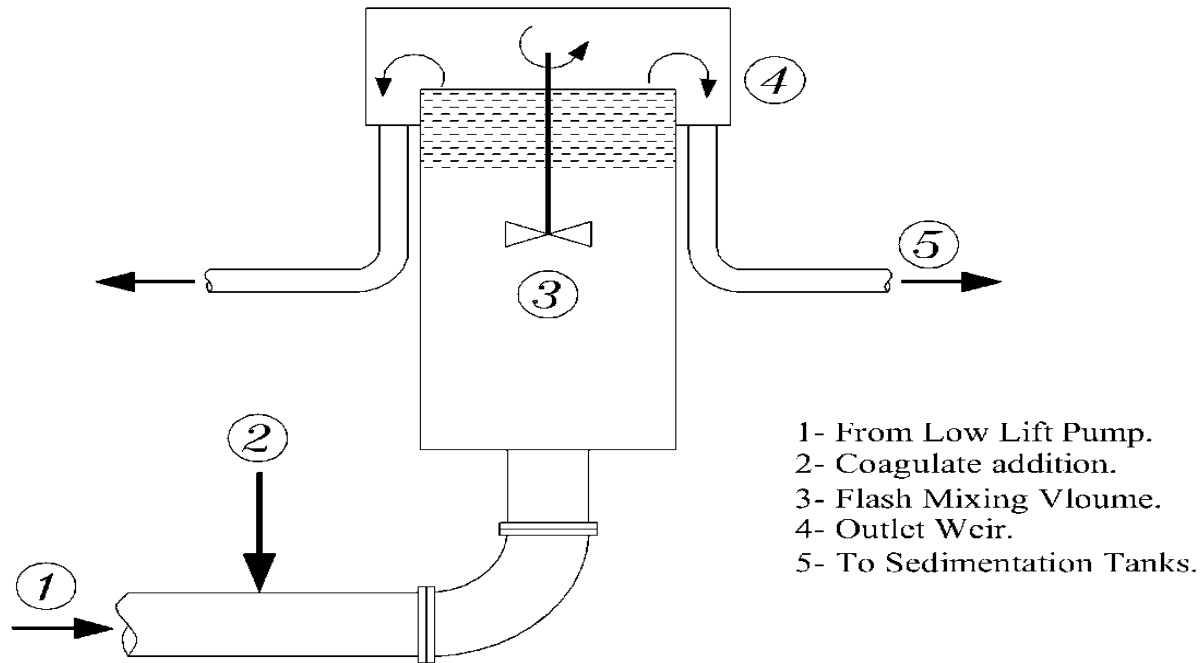
يتميز هذا النوع بأنه :

تكلفة تشغيله وصيانته بسيطة لعدم وجود معدات ميكانيكية

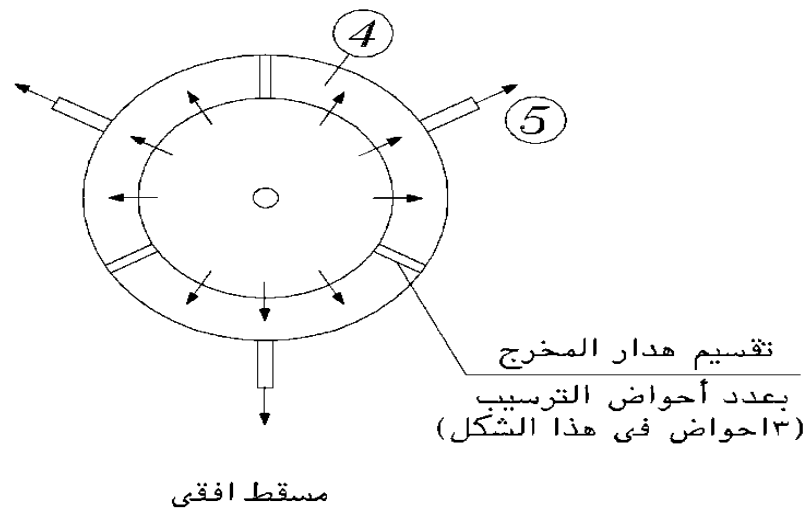


3- Mechanical mixing :

وفيه يستخدم خلاط ميكانيكي لاتمام عملية مزج المحلول وفيه تكون سرعة القلاب 150:200 لفة في الدقيقة ويستخدم أيضا كحوض توزيع على احواض الترسيب



قطاع رأسي



حوض المزج السريع والتوزيع على أحواض الترسيب
Flash Mixing

Design of Flash mixing tank:

$$D.T = 5 : 60 \text{ sec}$$

$$d = 2 : 4 \text{ m}$$

$$n \geq 1$$

May be squared or circular

Check velocity gradient:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot V}}$$

where

G velocity gradient = velocity / distance (sec^{-1}) 300 : 500 sec^{-1}

P motor power in watt

μ water viscosity ($\text{N} \cdot \text{sec}/\text{m}^2$)

Depend on temperature and taken (1.014×10^{-3})

V flash mixing tank volume (m^3)

3)- Flocculation or gentle mixing

لاتمام عملية التفاعل الكيميائي بين المواد المروية والشوائب ومكونات المياه وتكوين الندف نستعمل حوض يسمى flocculation tank حيث تتجاذب الندف مع المواد الذائبة في الماء فيزداد حجمها ووزنها وتبدأ في الترسيب داخل الحوض

Function of flocculation tank:

- 1- Allow reactions to take place.
- 2- Give flocs enough time to grow in size.

Types of flocculation tanks:

1- Hydraulic type

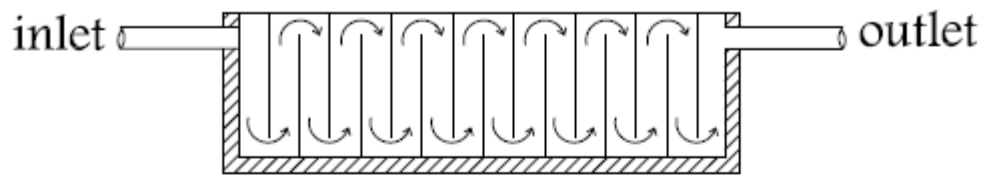
حيث تستعمل احواض بها حواجز راسية او افقية تعمل على تقليب المياه والمواد المروية جيدا



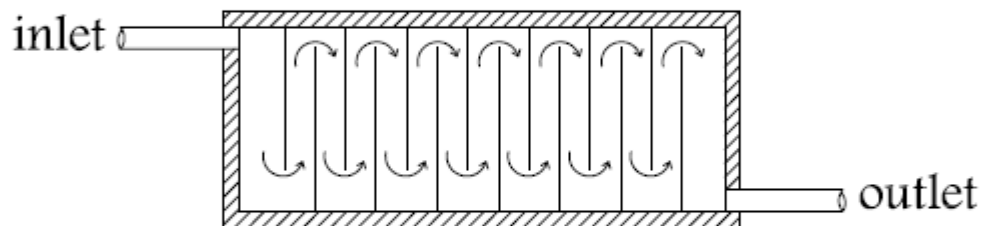
2- Mechanical mixing:

وهي عبارة عن خزانات تستعمل بدالات تدور في المياه وتعمل على توزيع الروبة بانتظام

Hydraulic flocculation tanks

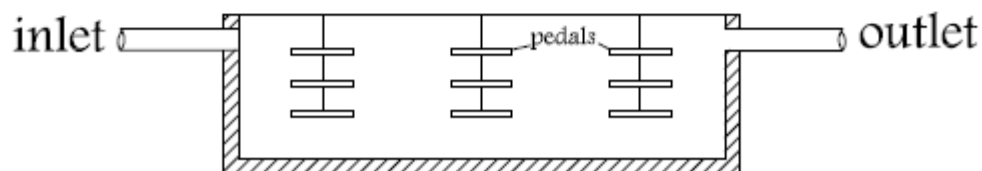


Sec. Elev. in floc. tank water moves vertically



Sec. plan. in floc. tank water moves horizontally

Mechanical flocculation tanks



Sec. Elev. in mechanical floc. tank

Design of flocculation tank:

$$D.T = 20:30 \text{ min}$$

$$d = 2:4 \text{ m}$$

$$B = (2:3) d$$

$$L = (3:5) B$$

$$n \geq 2$$

note: no check required in flocculation tank just required to get its dimension

EXAMPLE

Given:

$$Q_{design} = 60,000 \text{ m}^3/d$$

$$\text{alum dose} = 40 \text{ ppm}$$

Required design of:

- 1- Alum solution tank and rate of dosing
- 2- The flash mixing tank
- 3- Rec. flocculation tanks

-Solution-

1)- For alum solution tank

$$\text{Volume of one tank} = \frac{Q \cdot S}{C \cdot \gamma \cdot n \cdot 10^6}$$

$$Q = 60,000 \text{ m}^3/d$$

$$S = 40 \text{ ppm or gm/m}^3$$

Assume $C = 10 \%$ $\rightarrow c = 0.1$

Assume $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

Assume $\text{no of tanks} = 3$

So $\text{volume of one tank} = \frac{60000 \times 40}{0.1 \times 1 \times 3 \times 10^6} = 8 \text{ m}^3$

Assume $d=2 \text{ m}$

$$A = \frac{V}{d} = \frac{8}{2} = 4 \text{ m}^2 \quad x^2 = 4 \rightarrow x = 2 \text{ m}$$

So use $n=3$ $x=2 \text{ m}$ $d=2 \text{ m}$

Rate of dosing:

$$R = \frac{V}{T} = \frac{24(m^3) \times 1000}{24(hr) \times 60} = 16.7 \quad \text{lit/min}$$

2)-for flash mixing tank:

$$Q = 60,000 \frac{m^3}{d} = \frac{60,000}{24 \times 60} = 41.67 \text{ } m^3/\text{min}$$

Assume $T = 50 \text{ sec}$

$$V = Q.T = 41.67 \times 0.5 = 20.84 \text{ } m^3$$

Assume circular tank

$$V = n \cdot \frac{\pi}{4} \phi^2 \cdot d$$

Take $n = 1$, $d = \phi \rightarrow d = \phi = 3m$

3)-for flocculation tank:

Assume $T = 20 \text{ min}$

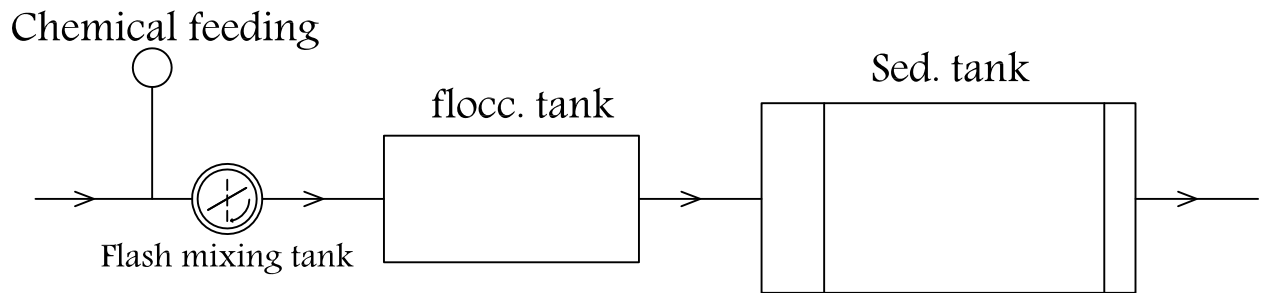
$$V = Q.T = 41.67 \times 20 = 833.33 \text{ } m^3 = n \cdot b \cdot l \cdot d$$

Assume $l = 3b$ $d = 3m$ $n = 2 \rightarrow b = 6.8 \text{ } m$, $l = 20.4 \text{ } m$

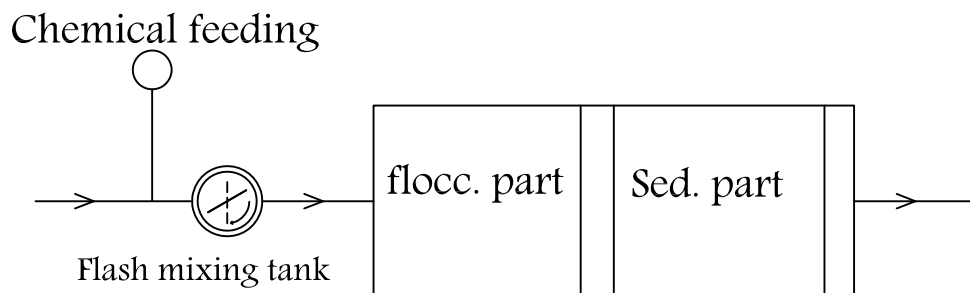
So use 2 tanks of $l = 20.4$, $b = 6.8$ and depth of water = $3m$

Development of flocculation tanks

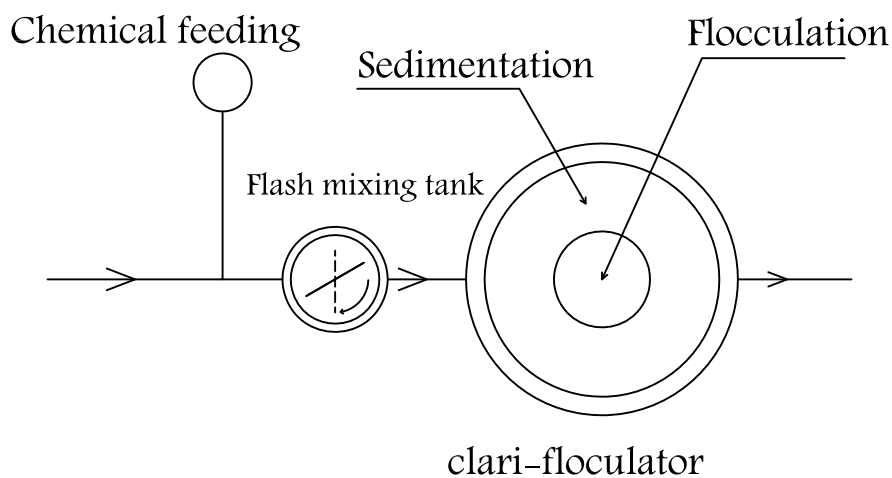
At first single Rec. flocculation followed by Rec. sed. tank was used



After that one Rec. tank was used at two stages



Then one circular tank used and called clariflocculator



Clarri-flocculator

حوض واحد تتم فيه عمليتي الترويب والترسيب flocculation and sedimentation

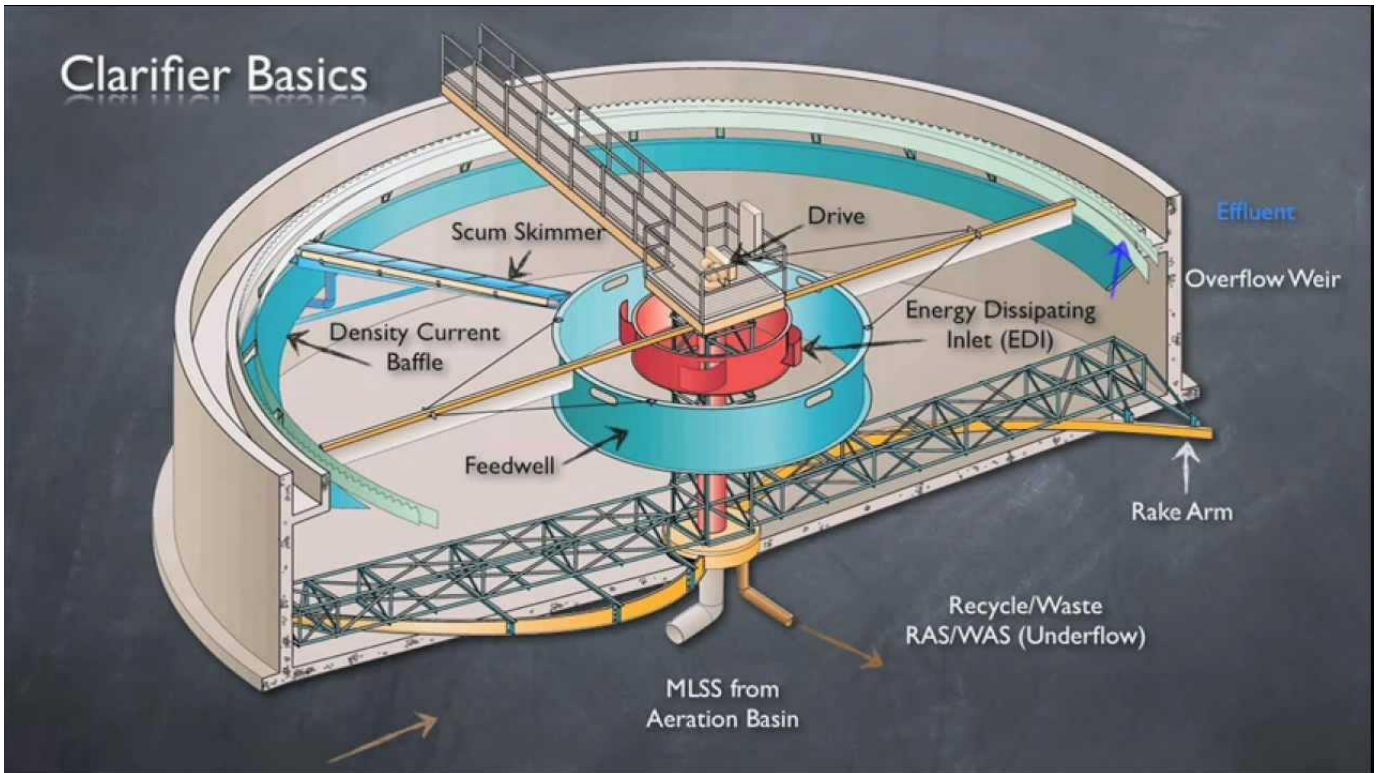
يتكون هذا الحوض من جزئين :

1- الحوض الداخلي inner tank

ويستخدم لاتمام عملية flocculation حيث تستمر فيه المياه لمدة 20: 30 دقيقة

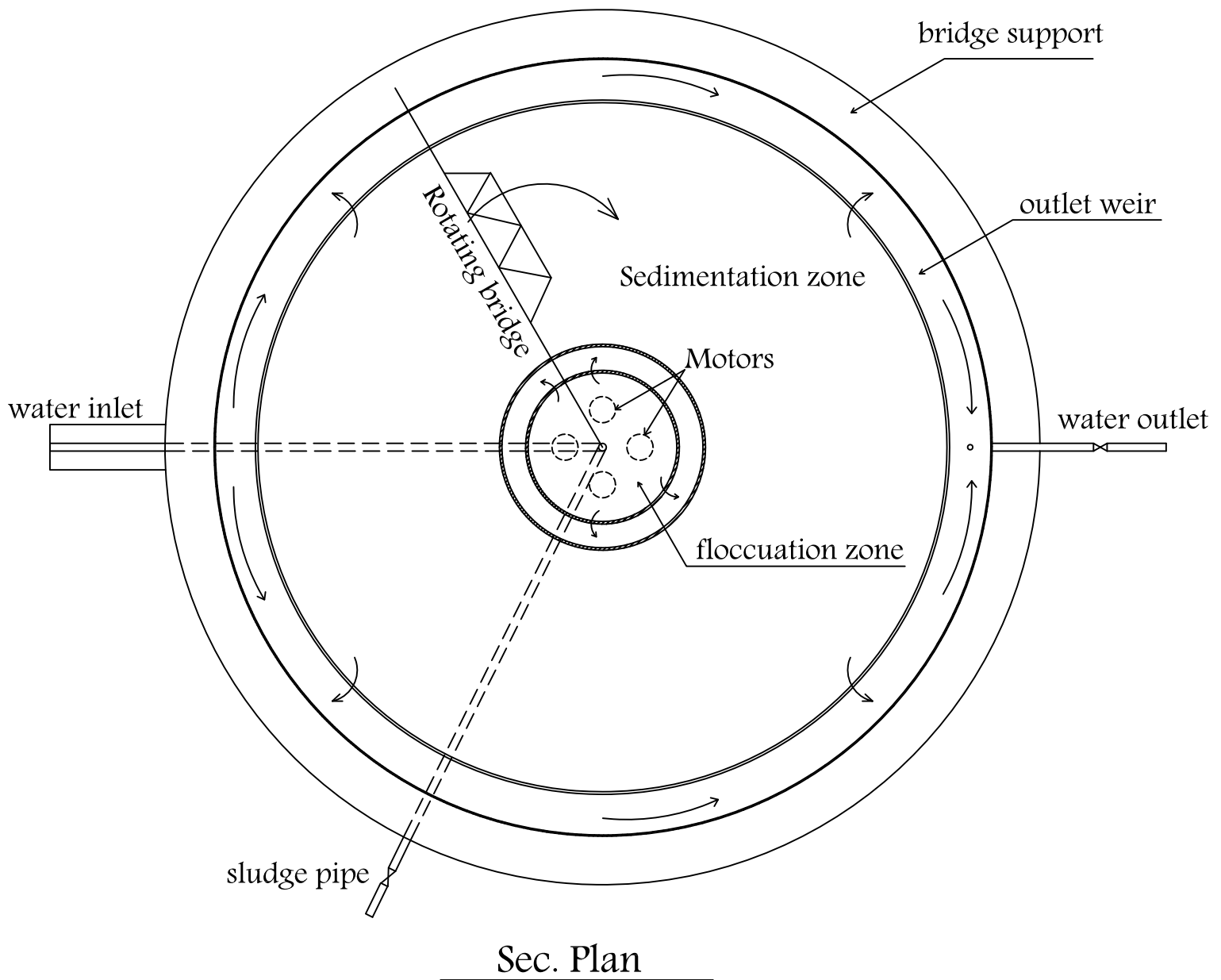
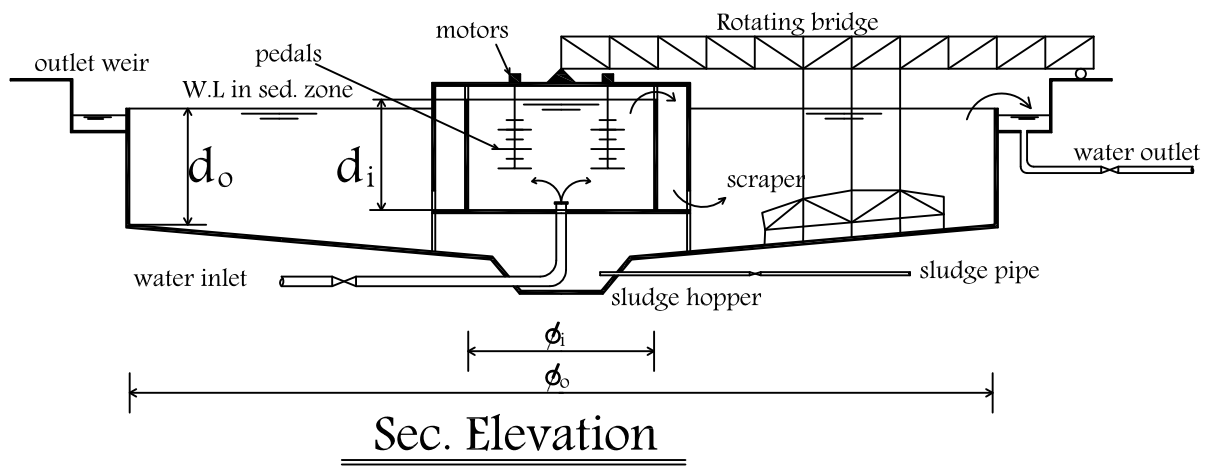
2- الحوض الخارجي outer tank

ويستخدم لاتمام عملية الترسيب وتبقى فيه المياه لمدة 2:2.5 ساعة



هذا الحوض هو الأكثر انتشارا وذلك لكفاءته العالية في الترسيب التي تصل الى 96 %





Cross section of clarifier-flocculator tank

Design data:

For outer part:

$$T_o = 2:3 \text{ hr (floc. + sed.)}$$

$$d_o = 3:5 \text{ m}$$

$$\varphi_o \leq 35 \text{ m}$$

For inner part:

$$T_i = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{2}\right) \text{ hr}$$

$$d_i = d_o - (0.5:1) \text{ m}$$

$$n_i = n_o$$

check

$$1- S.L.R = \frac{Q}{S.A} = \frac{Q}{n \cdot \frac{\pi}{4} (\varphi_o^2 - \varphi_i^2)} = 25:40 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

$$2- H.L = \frac{Q}{l_w} = \frac{Q}{n \cdot \pi \cdot \varphi_o} \leq 300 \text{ m}^3/\text{m}'/\text{d}$$

$$3- v_h = \frac{Q}{X.A} = \frac{Q}{n \cdot \pi \cdot \varphi_i \cdot d_o} \leq 0.3 \text{ m/min}$$

$$4- \frac{\varphi_i}{\varphi_o} = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{2}\right)$$

Note:

If mention retention time in sed. Tank = 2.5 hr
retention time in flocc. Tank = 0.5 hr

so

$$T_i = 0.5 \text{ hr}$$

$$T_o = 2.5 + .5 = 3 \text{ hr}$$

EXAMPLE

Design Clarifloculator tanks in water treatment plant of daily out put 48000 m^3 and working hours 16 hrs per day.

-Solution-

$$Q = \frac{48000}{16} = 3000 \text{ m}^3/\text{hr}$$

Design of outer chamber:

$$T_o = 3 + .5 = 3.5 \text{ hr}$$

$$C_o = Q \cdot T_o = 3000 \times 3.5 = 10500 \text{ m}^3$$

Assume $d_o = 3 \text{ m}$

$$S.A = \frac{C_o}{d_o} = \frac{10500}{3} = 3500 \text{ m}^2 = n \cdot \frac{\pi}{4} \varphi_o^2$$

Assume $\varphi_o = 35 \text{ m} \rightarrow n = 3.6$

take $n = 4 \rightarrow \varphi_o = 33.4 \text{ m}$

Design of inner chamber:

$$T_i = .5 \text{ hr}$$

$$C_i = Q \cdot T_i = 3000 \times 0.5 = 1500 \text{ m}^3$$

$$d_i = d_o - (.5:1) = 3 - .75 = 2.25 \text{ m}$$

$$S.A = \frac{C_i}{d_i} = \frac{1500}{2.25} = 666.67 \text{ m}^2 = n \cdot \frac{\pi}{4} \varphi_i^2$$

$$\varphi_i = 14.6 \text{ m}$$

Check

$$1- S.L.R = \frac{Q}{S.A} = \frac{3000 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{hr}} \right) \times 24}{n \cdot \frac{\pi}{4} (33.4^2 - 14.6^2)} = 25.4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

$$2- H.L = \frac{Q}{l_w} = \frac{Q}{n.\pi.\varphi_o} = \frac{3000 \times 24}{4 \times \pi \times 33.4} = 171.5 \text{ m}^3/\text{m}'/\text{d}$$

$$3- v_h = \frac{Q}{X.A} = \frac{Q}{n.\pi.(\varphi_i+1).d_o} = \frac{3000/60}{4 \times \pi \times (14.6) \times 3} = .085 \frac{\text{m}}{\text{min}} \leq 0.3 \text{ m/min}$$

$$4- \frac{\varphi_i}{\varphi_o} = \frac{14.6}{33.4} = 0.44 \quad \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{2}\right) \quad o.k$$

لاحظ

لاحظ ان عدد ساعات التشغيل تؤثر فقط في اول نقطة في المسألة اى يتم تحويلها ل m^3/hr بدلا من m^3/d بالقسمة على عدد ساعات التشغيل 16 ساعة
بينما في باقى المعدلات S.L.R & H.L.W & V_h فاليوم 24 ساعة

EXAMPLE 2

For an existing water treatment plant with 4 clariflocculator with dimension find max population can be served

$$\varphi_o = 32 \text{ m}$$

$$\varphi_i = 14 \text{ m}$$

$$d_o = 3.5 \text{ m}$$

$$d_i = 3 \text{ m}$$

$$\text{if } w_c = 300 \text{ l/c/d and w.p} = 20 \text{ hr}$$

-Solution-

في هذا النوع من المسائل (المحطات الموجودة فعليا) ومطلوب معرفة عدد السكان او اقصى تصريف ممكن لا تقتصر في الحل على حجم الخزان فقط وانما نقوم بحساب التصريف المقابل لكل معدل الخاص بكل خزان على حدى $S.L.R$ & $H.L.W$ & V_h ونعين اقل تصريف مسموح فيكون هو اكبر تصريف ممكن للمحطة

For outer part:

$$c = Q.T$$

from capacity

$$T = 2(\text{sed.}) + .33(\text{flocc.}) = 2.33 \text{ hr} \quad (\text{to get max } Q)$$

$$\therefore Q_1 = \frac{C}{T} = \frac{4 \times \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 3.5}{2.33} = 4832 \text{ m}^3/\text{hr}$$

from S.L.R

$$S.L.R = \frac{Q}{S.A} = 25:40 \quad \text{taken 40 to get max. flow}$$

$$\therefore Q_2 = \frac{40}{24} \times 4 \times \frac{\pi}{4} \times (32^2 - 14^2) = 4335.4 \text{ m}^3/\text{hr}$$

لاحظ انه تم تحويل ال S.L.R من يوم الى ساعة بالقسمة على 24 وليس 20 (w.p)

from H.L.W

$$H.L.W = \frac{Q}{n.l_w} = 300$$

$$\therefore Q_3 = \frac{300 \times 4 \times \pi \times 32}{24} = 5026.5 \quad m^3/hr$$

from *hz velocity*

$$h_z = \frac{Q}{X.A} = 0.3 \quad m/min$$

$$\therefore Q_4 = (0.3 \times 60) \times ((4 \times \pi \times (14)) \times 3.5) = 11875 \quad m^3/hr$$

*X.A is priemeter of cylinder at the face of internal tank
multiplied by water depth in outer tank*

For inner part:

$$c = Q.T$$

from *capacity*

$$T = 0.33 \quad hr \quad \text{min flocc. time to get max } Q$$

$$\therefore Q_5 = \frac{C}{T} = \frac{4 \times \frac{\pi}{4} \times 14^2 \times 3}{0.33} = 5597.7 \quad m^3/hr$$

$$\text{so max. hourly flow} = \text{min. value} = 4335.4 \quad m^3/hr$$

$$\text{max. daily flow} = 4335.4 \times 20 = 86708 \quad m^3/d$$

$$\text{so max. served pop} = \frac{Q_{daily}}{w_c}$$

$$= \frac{86708 \left(\frac{m^3}{d}\right)}{\frac{300}{1000}} = 289,000 \quad \text{capita}$$

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

Notes on

Sanitary & Environmental Engineering

Part 1

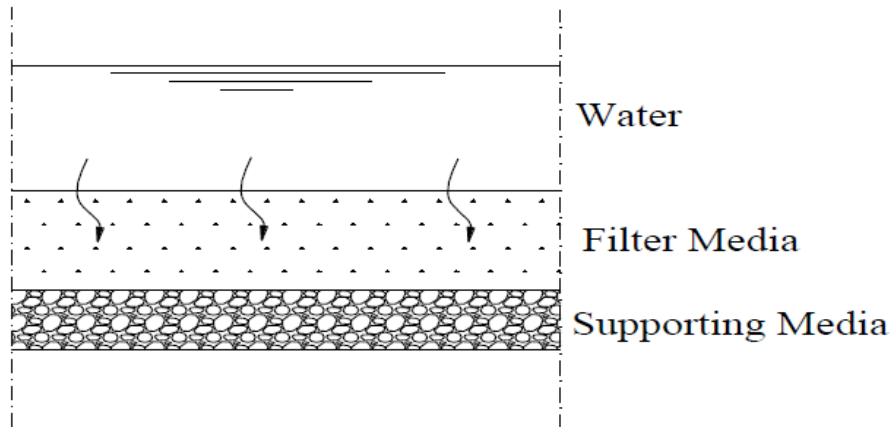
Water supply

Water treatment

3-Filtration

Filtration:

عملية يتم فيها تنقية المياه من الشوائب impurities والمواد العالقة colloidal matters عن طريق امرار المياه على طبقات من مادة مسامية granular soil مثل الرمل حيث تلتصق به الشوائب والمواد العالقة الأخرى وتمر المياه خالية من تلك الشوائب



Purpose of filtration:

- 1- Remove of remaining suspended solids(remained from sedimentation)
- 2- Remove of most of bacteria (90%)
- 3- Remove algae الطحالب
- 4- Remove iron & manganese saults
- 5- Remove color, taste and odor of water .

Theory (mechanism) of filtration:

Filtration can be done by one of these methods:

- 1- Mechanical straining (straining action)

الحجز

عندما تتحرك الحبيبات الذائبة في الماء في فراغات المرشح فان الحبيبات ذات الحجم الأكبر من حجم الفراغات

تعلق في الفراغات وتساعد أيضا على ترسيب الحبيبات الأصغر في الحجم

2- Sedimentation action:

تعمل الفراغات الموجودة في المرشح كحواض ترسيب طبيعية للمواد الصلبة الذائبة في الماء

3- Adsorption(Adhesion action):

تتكون طبقي جيلاتينية على سطح حبيبات الرمل تعمل على جذب المواد العالقة colloidal matters

4- Electrical action:

يحدث تجاذب بين حبيبات الرمل والشوائب نتيجة لاختلاف الشحنات التي يحملها كل منهما ويستمر هذا حتى يحدث تعادل للشحنات على الرمل فيتم غسيل الفلتر حتى يرجع الى وضعه الأول.

5- Biological action:

تنجذب البكتريا والكائنات الدقيقة bacteria and microorganisms الى سطح حبيبات المرشح وتتغذى على الطحالب algae والاملاح الذائبة في الماء فتسبب تغيرات عضوية وكيميائية في المياه

Factors affecting filtration:

- 1- Depth of filter media
- 2- Ratio of filtration
- 3- Depth of water over filter media
- 4- Characteristics of filtered water
- 5- Characteristics of filter media
- 6- Filters cleaning method

Types of filters:

توجد تقسيمات كثيرة للفلاتر على حسب نوع مادة الوسط و طريقة امرار المياه بحيث تقسم الى :

- 1- Gravity filters like Slow sand filter(S.S.F) and Rapid sand filter (R.S.F)
- 2- Pressurized filters

Slow Sand Filter

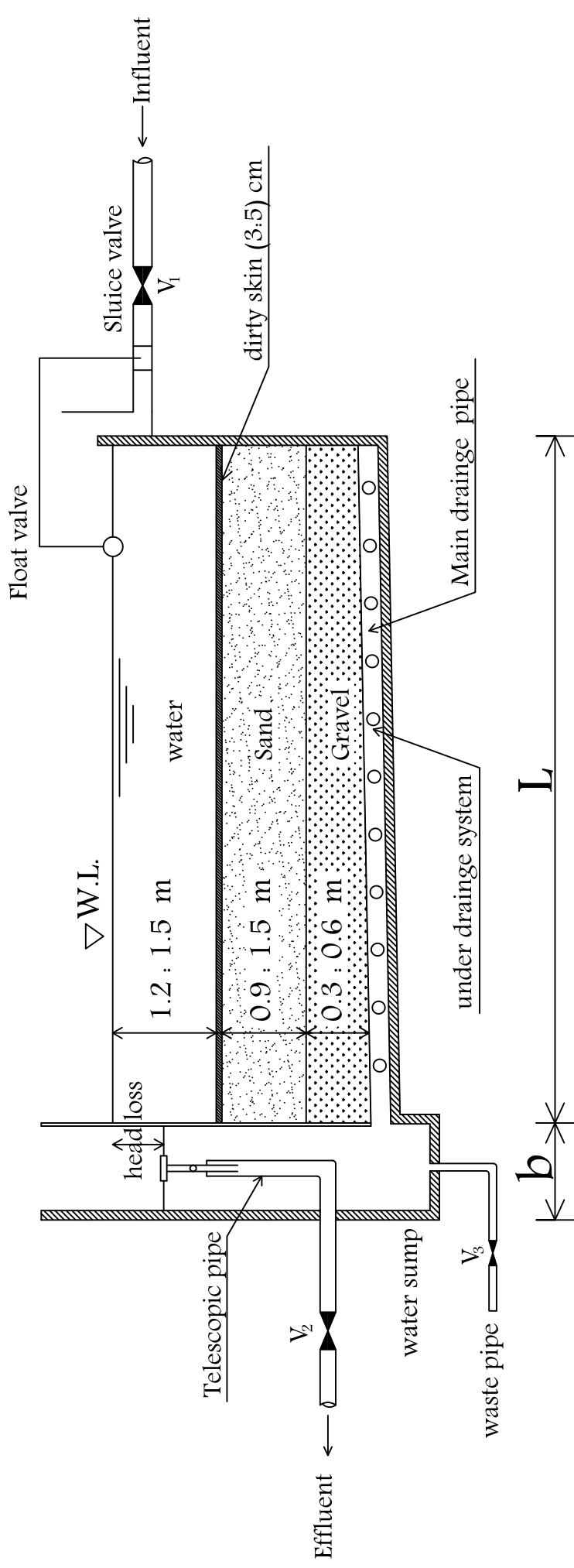
- هو أبسط مرشح يستخدم لتنقية المياه حيث يتم إمرار المياه على طبقة من الرمل الناعم fine sand ثم على طبقة من الزلط Gravel إلى نظام لسحب المياه يسمى under drainage system .
- هذا النوع من المرشحات لا يحتاج إلى معالجة كيميائية قبلها وفي بعض الأحيان لا يحتاج إلى عملية ترسيب قبله إذا كانت نسبة المواد الصلبة الذائبة في الماء صغيرة.
- تتم تنقية المياه في هذا المرشح في الطبقة التي تتكون على سطح الرمل وتتغلغل في جزء من بداية طبقة الرمل وتسمى dirty skin or schmutze deck وهي عبارة عن طبقة مكونة من البكتيريا والطحالب تتكون عند بداية تشغيل المرشح وتتغذى على الكائنات الدقيقة والأملاح الذائبة في الماء.

Advantageous of slow sand filter:

- 1- أقل تكلفة في الإنشاء والتشغيل والصيانة.
- 2- لا يحتاج إلى معالجة كيميائية قبله.
- 3- كفاءة عالية في إزالة البكتيريا والأملاح.
- 4- المياه الناتجة منه منتظمة وجودتها عالية.
- 5- توفير كميات كبيرة من المياه لعدم وجود غسيل للمرشح

Disadvantageous of slow sand filter:

- 1- يحتاج إلى مساحات كبيرة .
- 2- معدل الترشيح بطيء.
- 3- قد يحدث مشاكل في لون المياه (العكارة).
- 4- يحتاج إلى كميات كبيرة من الرمال ذات التدرج المناسب



Cross section in Slow Sand Filter

Slow sand filter construction:

S.S.F consists of:

- 1- 1.2 : 1.5 m water depth at top,
 - 2- 0.9 : 1.5 m layer of fine sand with effective size ($D_{10} = 0.25:0.35 \text{ mm}$) and uniformity coefficient ($C_u = 1.75$),
 - 3- 0.3 : 0.6 m of well graded Gravel,
 - 4- Under drainage system.
- وهو عبارة عن مجموعة من المواسير التي تجمع المياه وتلتقي في ماسورة أكبر main pipe ومنها تخرج المياه

Slow sand filter operation:

- 1- بعد اعداد وتجهيز الفلتر يتم ملأه بالماء لمدة (1 : 2) أسبوع حتى تتكون الطبقة السطحية dirty skin حيث انها الطبقة الرئيسية في تنقية المياه مع ملاحظة انه خلال تلك الفترة preparing period لا يتم الاستفادة من الماء فيتم التخلص منه waste water.
- 2- بعد تكون تلك الطبقة تبدأ عملية الفلتر بامرار المياه حيث تعمل الطبقة السطحية على صيد الجزيئات الصلبة الذائبة في الماء وكذلك تتغذى البكتريا على الاملاح وتستمر فترة التشغيل 2:5 شهور على حسب جودة المياه.
- 3- بعد تلك الفترة (فترة التشغيل) يحدث انخفاض كبير في الضغط head loss فتغلق انبوبة telescopic tube ويبدأ غسيل الفلتر.
- 4- لغسل الفلتر يتم إزالة الطبقة السطحية وبعض السنتيمترات من طبقة الرمل وتعوض عنها بطبقة أخرى وتستمر هذا المرحلة من 1 : 15 يوم على حسب طريقة إزالة الطبقة السطحية يدويا او ميكانيكيا مع ملاحظة انه يجب الا تقل سمك طبقة الرمل عن الحد الأدنى المسموح به
- 5- بعد ذلك يتم اعداد الفلتر مرة ثانية بإضافة عمق الرمل الذي تمت ازالته وتبدأ مرحلة preparing حتى تتكون الطبقة السطحية وبالتالي يمكن استخدام الفلتر.

Purpose of float valve:

يستخدم هذا الصمام للتحكم في كمية المياه الداخلة للفلتر بحيث لا يزيد منسوبها عن ارتفاع محدد وعندما تقل كفاءة الفلتر يصبح التغير في عمق المياه بسيط فيغلق الصمام ويتم غسل الفلتر حتى يعود الى كفاءته.

Purpose of Telescopic pipe:

عندما تزداد العكارة في الماء ويقل جودة المرشح يقل منسوب المياه في بيارة السحب وتتدخل الفتحة orifice داخل أنبوب السحب فتغلق الأنبوب وتمنع من خروج المياه و بالتالي يغلق المرشح و يغسل حتى يعود مرة أخرى جاهز للاستعمال وبالتالي فهو يحافظ على :

- 1- معدل تتدفق منتظم للمياه الخارجة للتعقيم.
- 2- الحفاظ على طبقات الرمل من التآكل تحت تأثير السحب في الماسورة.

Theory of filtration in S.S.F:

- 1- Mechanical straining.
- 2- Biological action at surface layer.

Design Data:

$$\begin{aligned} \text{Rate of filtration (R.O.F)} &= 5:8 \quad m^3/m^2/d \\ \text{no of tanks} &\geq 2_{\text{working}} + n_{\text{cleaning}} (\text{even number}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area of one filter} &= 1000:2000 \quad m^2 \\ l &= (1:1.25)b \quad \text{and} \quad l, b \leq 50 \quad m \\ \text{operation} &2:5 \quad \text{months} \\ \text{cleaning (removing dirty skin)} &1:15 \quad \text{days} \\ \text{preparing (forming dirty skin)} &1:2 \quad \text{weeks} \end{aligned}$$

EXAMPLE

Design the SSF for a WTP working 16 hr/d, if the design flow is 32,000 m³/d

-Solution-

At first convert discharge from daily to hourly by dividing by no of working period hours

$$Q_d = \frac{32,000}{16} = 2000 \text{ m}^3/\text{hr}$$

Assume $R.O.F = 6 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

$$\text{so } S.A = \frac{Q_d \left(\frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right)}{R.O.F} = \frac{2000 \times 24}{6} = 8000 \text{ m}^2$$

لاحظ انه دائماً في المعدلات R.O.F نأخذ اليوم دائماً 24 ساعة مهما كانت عدد ساعات العمل للمحطة

Assume $\text{area of one filter} = 2000 \text{ m}^2$

$$\text{so } n = \frac{8000}{2000} = 4 \text{ filters}$$

Assume $b = 40 \text{ m} \rightarrow l = \frac{2000}{40} = 50 \text{ m}$

$$\text{and } \frac{l}{b} = \frac{50}{40} = 1.25 \text{ (1: 1.25) o.k}$$

use 2 filters for cleaning

So use 4 filters of dimension 50 x 40 ms and 2 for cleaning

Rapid sand filter

- المرشح الأكثر استعمالاً في الوقت الحاضر وذلك لأن معدل الترشيح فيه أعلى بكثير من S.S.F حيث يصل إلى 120 : 200 م³/م²/يوم وبالتالي فإنه يوفر في المساحة المطلوبة والوقت اللازم للترشيح أيضاً.
- يتواجد هذا المرشح في المحطات الحديثة أي أنه لا بد أن يسبق بعمليات coagulation + flocc. + sedimentation
- يحدث الترسيب في هذا المرشح في كامل طبقة الرمل وليست الطبقة السطحية فقط كما في S.S.F
- في هذا المرشح يقل عمق الرمل ويزداد عمق الماء 1.8 : 2.5 ويستخدم رمل بجسيمات أكبر من المستخدم في S.S.F
- نظرية الترشيح فيه تعتمد على أن الترشيح من الممكن أن يحدث بأحد تلك الطرق:

1- Straining action

2- Sedimentation

3- Adhesion

4-Electrical action

4- Biological action

Rapid sand filter construction:

R.S.F consists of:

- 1- 1.8 : 2.5 m water depth at top,
- 2- 0.6 : 0.75 m layer of fine sand with effective size ($D_{10} = 0.35:0.6 \text{ mm}$) and uniformity coefficient ($C_u = 1.6:1.8$),
- 3- 0.3 : 0.6 m of well graded Gravel,
- 4- Under drainage system
- 5- Valves

Influent valve

صمام دخول المياه الخام

Effluent valve

صمام خروج المياه المرشحة

Waste valve

صمام خروج المياه الغير نظيفة (مياه الغسيل)

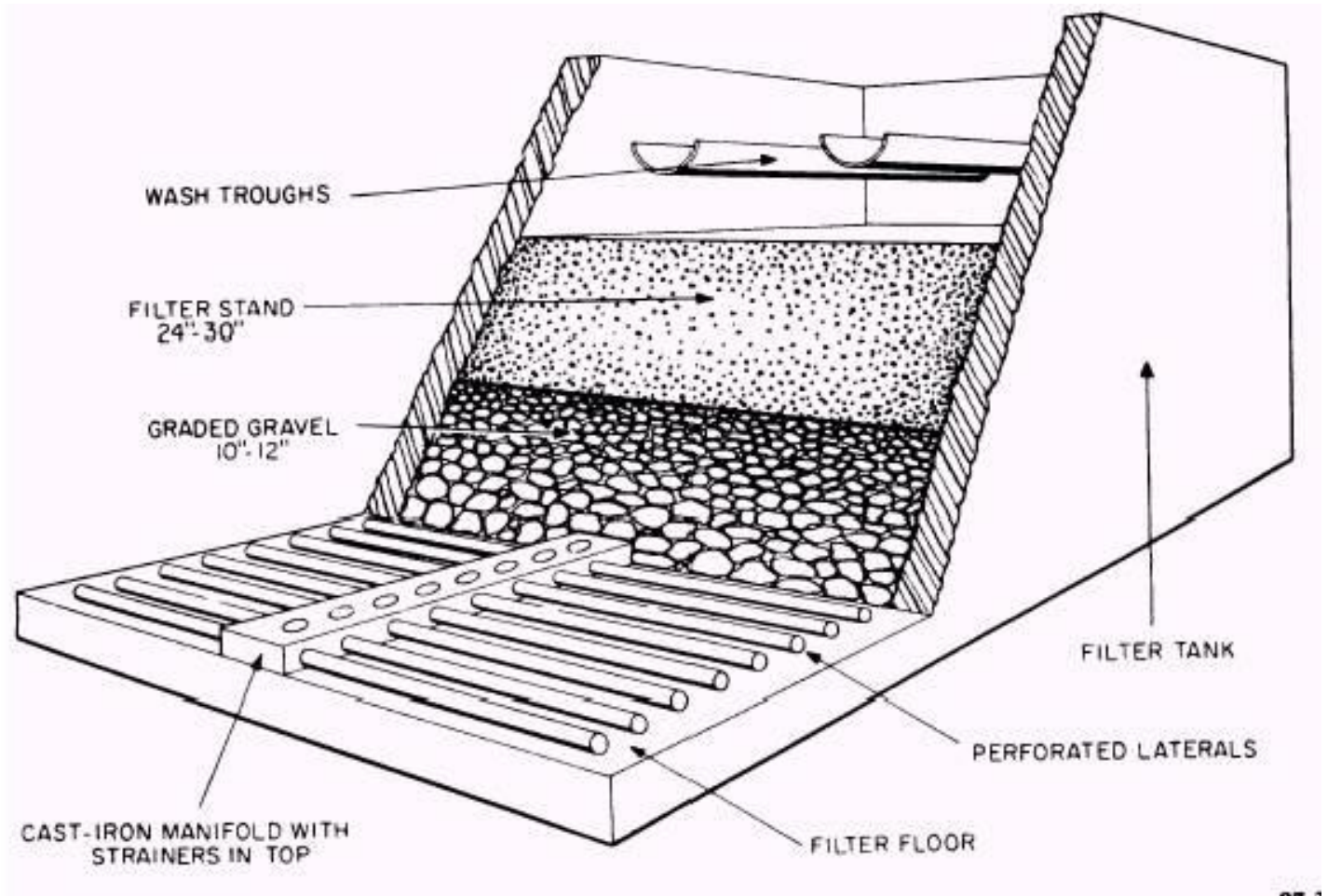
Wash valve

صمام دخول مياه الغسيل

Air valve

صمام دخول الهواء المستخدم أثناء الغسيل

- 6- Wash gutter(trough) to collect wash water and waste it



شكل يوضح مكونات المرشح السريع R.S.F



شكل يوضح backwash process

مراحل تشغيل الفلتر:

1- مرحلة الاعداد

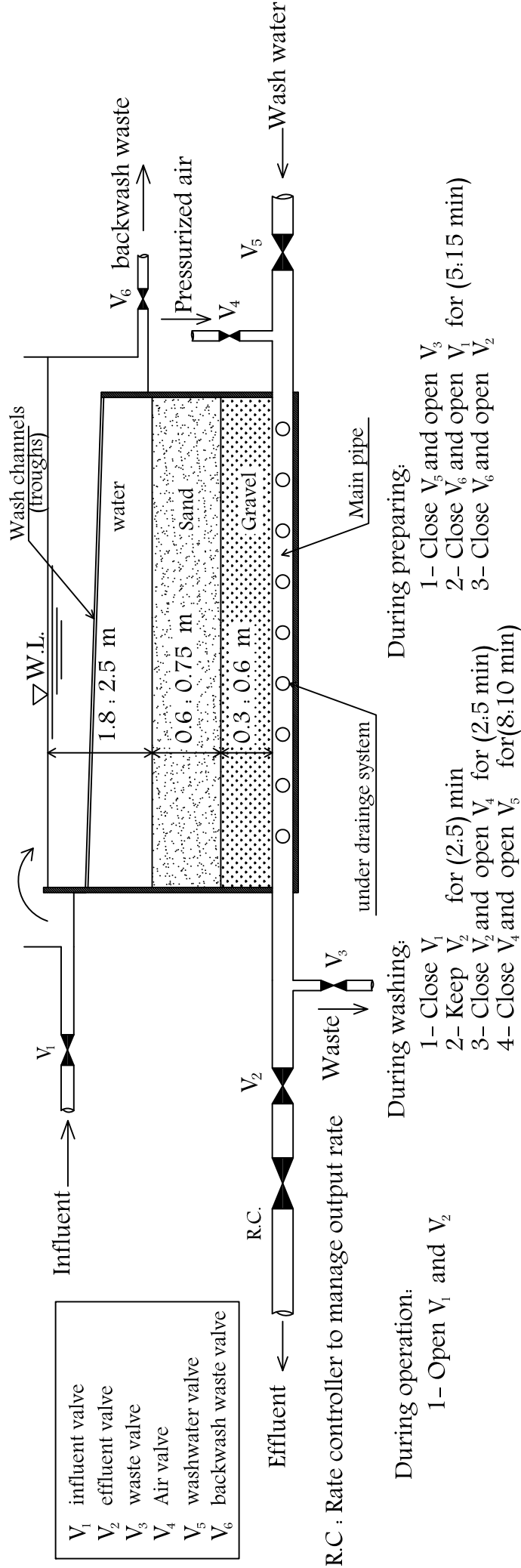
- وفيه يتم اعداد الفلتر للعمل وذلك بفتح صمام دخول المياه المضغوطة من اسفل حتى يتم طرد الهواء من فجوات الرمل والزلط
- يتم فتح صمام دخول الماء influent مع صمام Waste لمدة 5:15 دقيقة حتى تتكون طبقة جيلاينية رقيقة على السطح تساعد في اعمال التنقية

2- مرحلة الفلتر

- يتم غلق صمام Waste وفتح صمام Effluent حيث تخرج المياه المفلتر
- تستمر فترة تشغيل المرشح 12:24 ساعة على حسب نوعية المياه والمعالجة السابقة لها
- بعد فترة التشغيل الخاص بالمرشح تمتلئ الفجوات وتصبح الفلتر اصعب اى يقل معدل الفلتر ويزداد الضاغط المفقود head loss مما يعنى ان الفلتر يحتاج الى عملية غسيل

3- مرحلة الغسيل

- في هذه المرحلة يتم غسيل الفلتر حتى يعود لوضعه الطبيعي
- يتم غلق صمام دخول المياه ويترك صمام الخروج مدة 2 : 5 دقائق حتى ينخفض منسوب المياه بحيث لا يزيد ارتفاعه عن سطح طبقة الرمل ب 10 سم
- يفتح صمام الهواء المضغوط لمدة 2 : 5 دقيقة لعمل خلخلة في الوسط
- يغلق صمام الهواء ويفتح صمام الماء المضغوط لمدة 8 : 10 دقيقة حيث يتم امرار المياه من اسف لاعلى حتى يتم غسل حبيبات الفلتر
- يغلق صمام الماء المضغوط ويفتح صمام دخول المياه مع بقاء صمام Waste مفتوحا لمدة 5 : 15 دقيقة حتى تتكون الطبقة السطحية التي تساعد في اعمال التنقية



Cross section in Rapid Sand Filter

Advantageous of R.S.F:

- 1- معدل ترشيح اعلى بكثير من S.S.F حيث يصل الى 120 : 200 م³/م²/يوم
- 2- يحتاج الى مساحات اقل
- 3- يحتاج الى كميات رمل اقل.

Disadvantageous of R.S.F:

- 1- لابد من وجود معالجة كيميائية قبله حيث ان الفراغات بين الحبيبات كبير فاذا امررت المياه عليه بدون معالجة كيميائية فلن يتم حجز المواد الذائبة صغيرة الحجم
- 2- يحتاج الى تكنولوجيا اعلى واعمال صيانة دورية
- 3- ينتج كميات كبيرة من sludge تسبب مشاكل في التخلص منها
- 4- يتواجد به صعوبة في القضاء على كل البكتريا لذا لابد ان يتبع باعمال تعقيم

Which type of filters is better in water quality?

المرشح البطئ S.S.F جودة المياه الخارجة منه افضل من المرشح السريع R.S.F وذلك لان المرشح البطئ به طبقة على سطحه تعمل على حجز البكتريا والطحالب والاملاح الذائبة فيه كما ان الفراغات بين جزيئاته اصغر فتحجز الحبيبات ذات القطر الصغير ولكن عيبه الرئيسى في المساحات الكبيرة جدا التي يتطلبها والتي قد تصل الى 30 ضعف المساحة المطلوبة للمرشحات السريعة وكميات الرمل الكبيرة التي يحتاجها

When we know that filter must be cleaned?

- يجب غسيل الفلتر اذا حدثت احد تلك الحالات :
- 1- اذا زاد الفاقد في الضاغط head loss عن قيمة محددة.
 - 2- اذا زاد تعكر المياه وقلت جودتها عن الحد المسموح به.
 - 3- اذا مرت اقصى فترة تشغيلية للفلتر .

Automatic rate controller:

صمام يستخدم على ماسورة خروج المياه Effluent pipe وذلك للتحكم في معدل خروج المياه بحيث يكون معدل خروج المياه منتظم. وعند حدوث تغير في المعدل او مشاكل في عكارة المياه يغلق اتوماتيكيا حتى يتم غسل المرشح

Wash gutters (troughs)

تستخدم لتجميع مياه الغسيل وخروجها اثناء عملية backwash واثناء الفلتر تعمل على توزيع المياه الداخلة على مساحة الفلتر لمنع حدوث اى شروخ في طبقة الرمل

Filter bed clogging:

هو حدوث انسداد في الفراغات الموجودة في المرشح نتيجة تنقية المياه وتعلق المواد الصلبة بجيبات المرشح وبالتالي يجب غسيل المرشح حتى يعود لكفاءته

Rapid sand filter backwash:

هو عملية غسيل الفلتر بعد فترة تشغيله حتى يتم التخلص من الرواسب المتعلقة بجيبات المرشح حتى يعود لكفاءة ترشيحه وتتم باستخدام الهواء المضغوط والمياه المضغوطة من مضخة او خزان عالى وفي بعض المحطات تستخدم المياه تحت ضغط فقط . تستمر العملية 20 : 30 دقيقة

Design data:

$$\begin{aligned} \text{Rate of filtration (R. O. F)} &= 120: 200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d} \\ \text{Area of one filter} &= 40: 60 \text{ m}^2 \\ \frac{l}{b} &= 1: 1.25 \end{aligned}$$

No of washing filters:

According to no of filtration tanks (n)

$$\begin{aligned} n \leq 5 &\rightarrow n_{\text{washing}} = 1 \\ 5 < n < 30 &\rightarrow n_{\text{washing}} = 2 \\ n \geq 30 &\rightarrow n_{\text{washing}} = 4 \end{aligned}$$

Quantity of wash water:

Rate of washing (R.O.W) = 5:6 R.O.F

time of washing (applying compressed water only) = 8:10 min

Quantity of required water for washing in a day

= no of washing times x R.O.W (5:6 R.O.F) x time of washing (8:10min)
x Area of one filter x no of filters m^3/day

Example

Design the R.S.F for a W.T.P working 16 hr/d, if the design flow is $32000 m^3/d$

-Solution-

$$Q_d = 32000 \frac{m^3}{d} = \frac{32000}{16} = 2000 m^3/h$$

Assume $ROF = 120 m^3/m^2/d = \frac{120}{24} = 5 m^3/m^2/h$

$$TSA = \frac{2000}{5} = 400 m^2$$

Assume $L = 8 m, B = \frac{L}{1.25} = 6.25$

$$S.A. = 8 \times 6.25 = 50 m^2$$

$$n_{\text{working}} = 400/50 = 8 \text{ filters (ok)}$$

$$n_{\text{total}} = 8 + 2 = 10 \text{ filters}$$

Assume that $ROW = 5 ROF = 5 \times 5 = 25 m^3/m^2/h$

Amount of wash water $\left(\frac{m^3}{d} \right)$

$$= \text{no of washing times} \times R.O.W \times \text{time of washing} \\ \times \text{Area of one filter} \times \text{no of total filters}$$

$$= 1 \times 25 (m^3/m^2/h) / 60 \times 10 \text{ min} \times 50 \times 10 = 2083 m^3/d$$

Comparison between Rapid and Slow sand filter:

	R.S.F	S.S.F
Used in	R.S.F.W.T.P	S.S.F.W.T.P
Rate of filtration($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$)	120:200	5:8
Area of one filter (m^2)	40 : 60	1000 : 2000
l/b	1 : 1.25	1 : 1.25
l, b	5 – 8 m	40 : 50
n_t	$n_w + (1 \text{ for wash}) \text{ if } n \leq 5$ $n_w + (2 \text{ for wash}) \text{ if } 5 < n < 30$ $6 - n_w + (4 \text{ for wash}) \text{ if } n \geq 30$	$n_w + n_{cl} \geq 2$
operation	12 : 24 hr	2:5 months
Washing/cleaning	25:35 min	1:15 days
preparing	5:15 min	1:2 weeks
Type of media used	Coarse sand (0.35 : 0.5 mm)	Fine sand (0.25 :0.35 mm)
Filtration mechanism	Straining action – sedimentation Adsorption – Electrical action Biological action	-Sedimentation -Biological action on Dirty skin
Effective part	All sand layer depth	Dirty skin + (5:8) cm of sand layer

Example

A W.T.P of daily input = 50,000 m³ and working period 15 hr / day

It's required to design:

1- S.S.F

2- R.S.F and find the amount of washing water for two filters

-Solution-

$$Q = \frac{50000}{15} = 3333.33 \text{ m}^3/\text{hr}$$

1)- As S.S.F

Assume $R.O.F = 5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

$$S.A = \frac{Q}{R.O.F} = \frac{3333.33 \times 24}{5} = 16,000 \text{ m}^2$$

Assume area of one filter = 2000 m² $\rightarrow n = \frac{16,000}{2,000} = 8 \text{ filters} > 2$

assume $b = 40 \text{ m} \rightarrow l = 50 \text{ m}$ use 2 filters for cleaning

So use 8 slow sand filters of l.b = 50 x 40 m and 2 for cleaning

2)- As R.S.F

Assume $R.O.F = 150 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

$$S.A = \frac{Q}{R.O.F} = \frac{3333.33 \times 24}{150} = 533.33 \text{ m}^2$$

Assume area of one filter = 50 m² $\rightarrow n = \frac{533.33}{50} \rightarrow n \cong 10 \text{ filters}$

area of one filter = 53.33

assume $l = 8 \text{ m} \rightarrow b = 6.65 \text{ m}$

$5 < n < 30 \rightarrow n_{\text{washing}} = 2$ so $n_t = 10 + 2(\text{washing}) = 12 \text{ filters}$

Amount of wash water for 2 filters = no of washing times x area of filters
x R.O.W x time of washing

$$= 1(\text{one every day}) \times (2 \times 8 \times 6.65) \times (5 \times 150) \times \left(\frac{10 \text{ min}}{24 \times 60} \right) = 555 \text{ m}^3/\text{day}$$

Example

An existing W.T.P with 10 R.S.F working and 2 for washing area of every filter = $8 \times 6 \text{ m}^2$ with max R.O.F = $150 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ check if this W.T.P can serve future pop. Of 400,000 capita and max. W.C=250 l/c/d. If unsafe, find additional units of same dimension.

-Solution-

$$Q_{\text{exist}} = 10 \times (8 \times 6) \times 150 = 72,000 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{req}} = 400,000 \times \frac{250}{1000} = 100,000 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

so there is shortage in Q → we need additional units

$$\Delta Q = 100,000 - 72,000 = 28,000 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$S.A_{\text{req}} = \frac{28,000}{150} = 186.7 \text{ m}^2$$

$$n = \frac{186.7}{8 \times 6} = 4$$

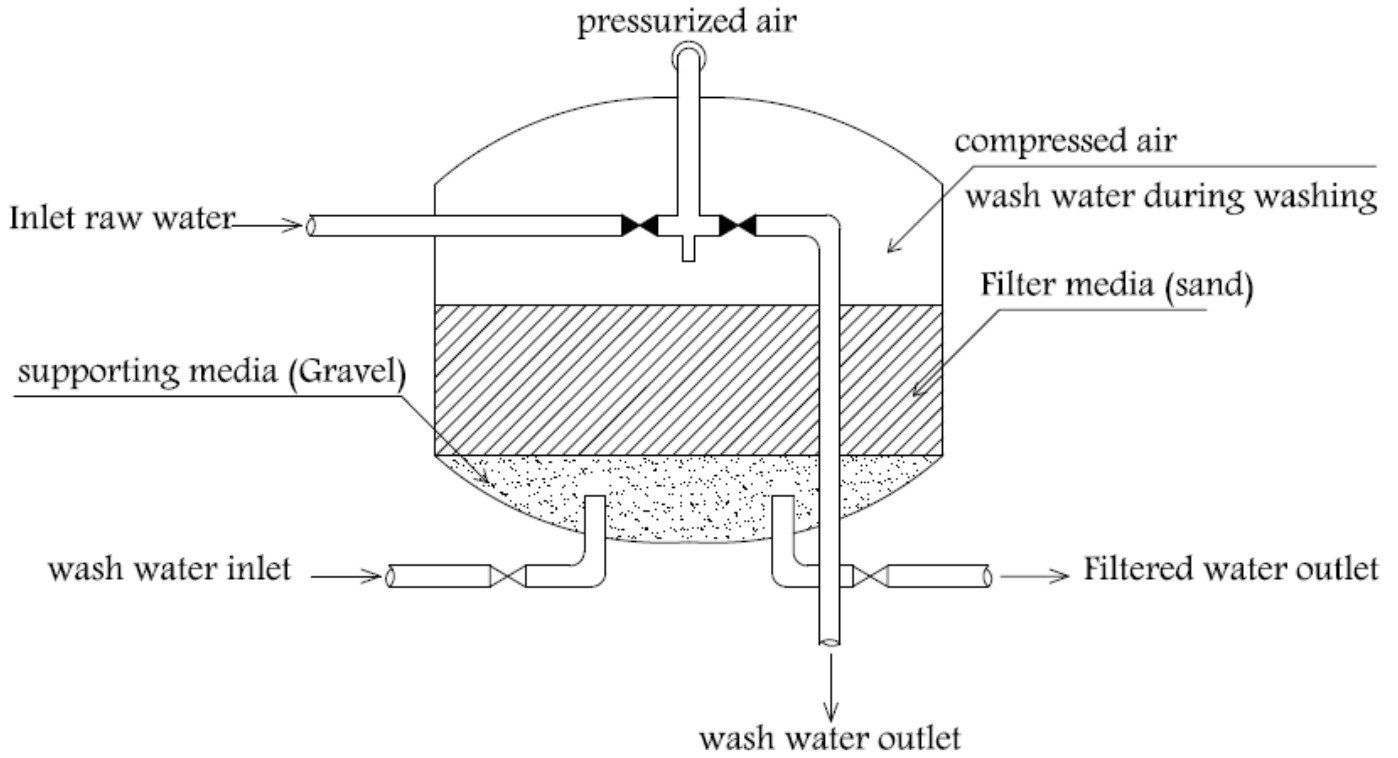
$$n_{\text{working}} = 10 + 4 = 14 < 30 \rightarrow n_{\text{wash}} = 2$$

$$n_{\text{total}} = 14 + 2 = 16$$

$$n_{\text{additional}} = 16 - 12 = 4 \text{ filters}$$

Pressure filters

- في النوع السابق من الفلاتر R.S.F & S.S.F تتحرك المياه تحت تأثير الجاذبية فقط لذا تسمى Gravity filters
- يوجد نوع اخر من الفلاتر يسمى pressure filters و هو عبارة عن أسطوانة افقية او راسية يوجد بها مادة ترشيح مثل الرمل ويطبق عليها ضغط بحيث تتحرك المياه تحت تأثير ضغط الهواء
- يصل معدل الفلترة في هذا النوع الى 170 : 480 م³/م²/يوم
- يصمم هذا النوع لتحمل ضغل حوالى 2 بار
- يستخدم هذا النوع على نطاق واسع في تنقية المياه لمحطات السباحة وكذلك بعض الصناعات الدوائية والغذائية



Cross section in pressurized Filter

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

Notes on

Sanitary & Environmental Engineering

Part 1

Water supply

Water treatment

4-Disinfection

Disinfection:

عملية تطهير المياه من البكتريا bacteria والكائنات الدقيقة المسببة للأمراض pathogens & borne disease عن طريق إضافة مواد تقتل هذه الكائنات بحيث تصبح المياه صالحة للاستخدام الآدمي تختلف عن عملية التعقيم sterilization في أنه في عملية التعقيم يتم القضاء على كل الكائنات الحية الضارة وغير الضارة بينما في التطهير يتم تقليلها إلى أقل حد ممكن بحيث لا تتسبب الكمية المتبقية في أي أضرار للإنسان عند تناول المياه

Purpose of disinfection:

- 1- Kill harmful bacteria
- 2- Prevent expected future pollution during water transition.

Types of disinfectants:

- 1- Chemical
 - Chlorine (Cl_2)
 - Chloramine (NH_4Cl_2)
 - Ozone (O_3)
- 2- Physical:
 - Heating/boiling
 - Ultra-violet

Factors affecting disinfection (chlorination)

- 1- Contact time (effect increases with bigger contact time)
- 2- Dose (effect increases with higher dose)
- 3- Temperature (effect increases in higher degrees)
- 4- PH value (effect decreases with higher PH values)
- 5- Kind and concentration of microorganisms in water
- 6- Turbidity of water (suspended solids may protect bacteria from disinfectant effect)

1- Chlorination

- عملية تعقيم المياه باستعمال غاز الكلور في عملية تطهير المياه بحيث يكون الكلور على هيئة غاز او بودرة powder او بعض المركبات التي تحتوى عليه مثل كلوريد الصوديوم وكلوريد البوتاسيوم
- تعتبر هذه الطريقة الأكثر استعمالا وانتشارا في العالم وذلك لكفاءة الكلور وسعره المناسب وسهولة تخزينه واستخدامه

Advantageous of chlorination:

- 1- Effective in killing bacteria
- 2- Low cost
- 3- Easy to store and use
- 4- Residual in networks (to protect against any future pollution)

Disadvantageous of Chlorination:

- 1- High doses make problems in taste and odor
- 2- High doses may lead to corrosion of pipes
- 3- May react with organic matters and result in cancer compounds.

Applying chlorination points:

Chlore can be added at different stages in treatment phase:

1- Pre chlorination:

- يتم إضافة الكلور قبل اعمال المعالجة مباشرة after L.L.P and before coagulation process
- يحتاج الى جرعة كبيرة 5 : 10 mg/l ولكنها يساهم في تقليل حمل البكتريا على المرشحات ومنع نمو الطحالب في احواض الترسيب

2- Post chlorination (simple chlorination)

- يضاف الكلور بعد اعمال المعالجة والفلترية وتكون الجرعة 0.5 : 1.5 mg/l وهى الطريقة الأكثر استعمالا

3- Double chlorination

- خليط من الطريقتين اى يتم إضافة جزء قبل المعالجة وجزء بعدها

4- Super chlorination:

يضاف الكلور بعد المعالجة ولكن بجرعات اعلى من العادى 3 : 2 mg/l وذلك في حالة انتشار الامراض

5- De chlorination:

وفيه يتم التخلص من بقايا الكلور قبل استعمال المياه ويستخدم فيه أكسيد الحديد الثنائى SO_2

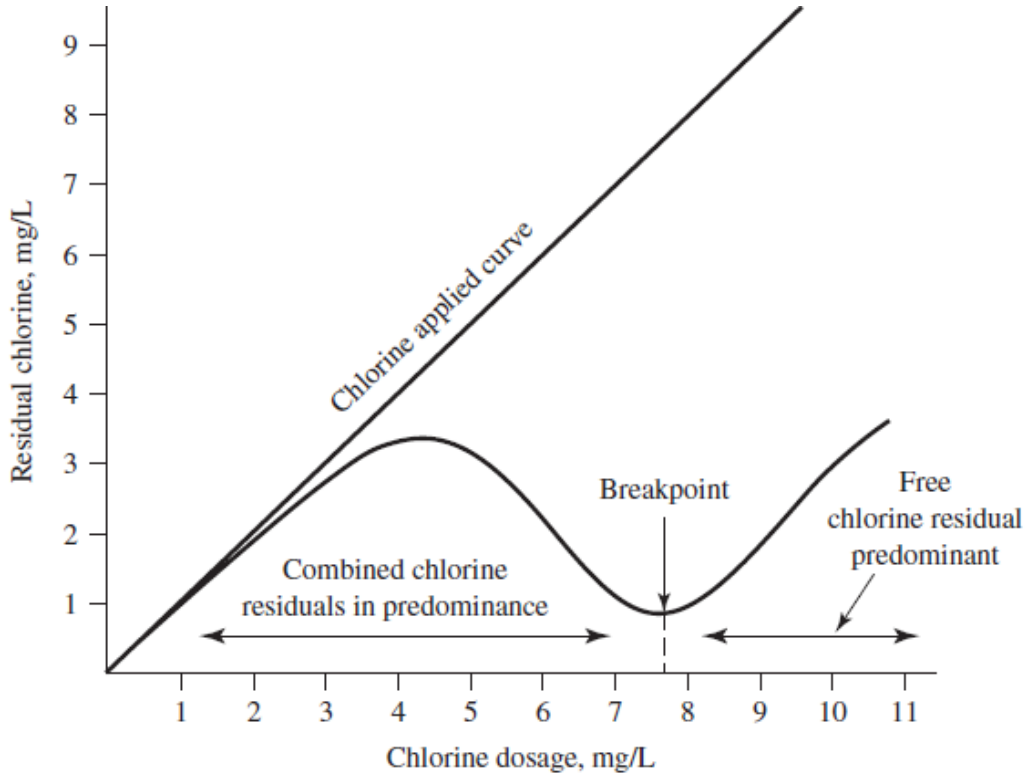
6- Re chlorination:

إضافة كمية كلور إضافية قبل ضخ المياه في الشبكة للتأكد من وجود كميات متبقية من الكلور لمنع اى تلوث محتمل

Breakpoint chlorination:

- عبارة عن اقل محتوى كلور بعده يتواجد الكلور على هيئة جزيئات حرة free residuals

- يتم تحديد هذا المحتوى من منحنى يعرف باسم breakpoint chlorination curve



في هذا المنحنى :

- 1- في بداية إضافة الكلور يتفاعل مع الكائنات الدقيقة والمعادن الذائبة في الماء
- 2- بعد ذلك يحدث يتفاعل مع الامونيا الموجودة في الماء مكونا chloramine
- 3- بزيادة جرعة الكلور المضافة تبدأ المركبات المتكونة سابقا في تكسير روابطها وإنتاج ملح كلوريد امونيا
- 4- بزيادة الجرعة عن breakpoint يكون الكلور على هيئة جزيئات حرة free residuals

2- Chloramination

في هذه الطريقة تضاف الامونيا قبل الكلور للمساعدة في زيادة كفاءة التطهير

Advantageous of chloramination:

- 1- Decrease Cl_2 dose
- 2- Cheaper than Cl_2
- 3- No problems in taste or odor
- 4- Don't affect pipes

Disadvantageous:

- 1- Need longer contact time
- 2- Can't stored for along time

3- Ozone

عبارة عن ثلاث جزيئات اوكسجين O_3 وهو غير مستقر لذلك فانه يتحول بسرعة الى O_2 وذرة حرة تعمل على قتل الكائنات الدقيقة بسرعة وكفاءة عالية

Advantageous:

- 1- Short contact time
- 2- No chemicals residuals
- 3- No taste, odor problems

Disadvantageous:

- 1- Very expensive
- 2- Need high technology
- 3- No residual for networks (it disappear within minutes)

4- Ultra violet

تستخدم الاشعة فوق البنفسجية لتطهير وتعقيم المياه حيث يتم امرار المياه في أسطوانة وتتعرض للاشعة فوق البنفسجية التي تقتل الكائنات الحية في ثواني وبكفاءة عالية جدا

Advantageous:

- 1- Very short contact time(1:2 sec)
- 2- Very effective in killing bacteria
- 3- No chemical used

Disadvantageous:

- 1- Need complicated and very expensive technique
- 2- Need trained workers
- 3- No residual in networks

5- Heating

طريقة تطهير المياه تستخدم على نطاق ضيق ويقتصر استعمالها في المنازل بحيث يتم غلي المياه لمدة 20:30 دقيقة حتى يتم التخلص من جميع الميكروبات والبكتريا الموجودة في الماء.

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

Notes on

Sanitary & Environmental Engineering

Part 1

Water supply

Distribution works

5-Storage works

Water distribution works:

- 1- Storage and distribution reservoirs
- 2- Pumping stations and boosters
- 3- Pipe network
- 4- Valves and fittings

Storage and distribution reservoirs:

اعمال التخزين هي اول جزء من اعمال توزيع المياه وتنقسم لنوعين رئيسيين :

- 1- Ground Reservoir (clear water tank)

وهو عبارة عن مجموعة خزانات أرضية غالبا تتواجد بمحطات معالجة المياه ومنها تضخ المضخات H.L.P

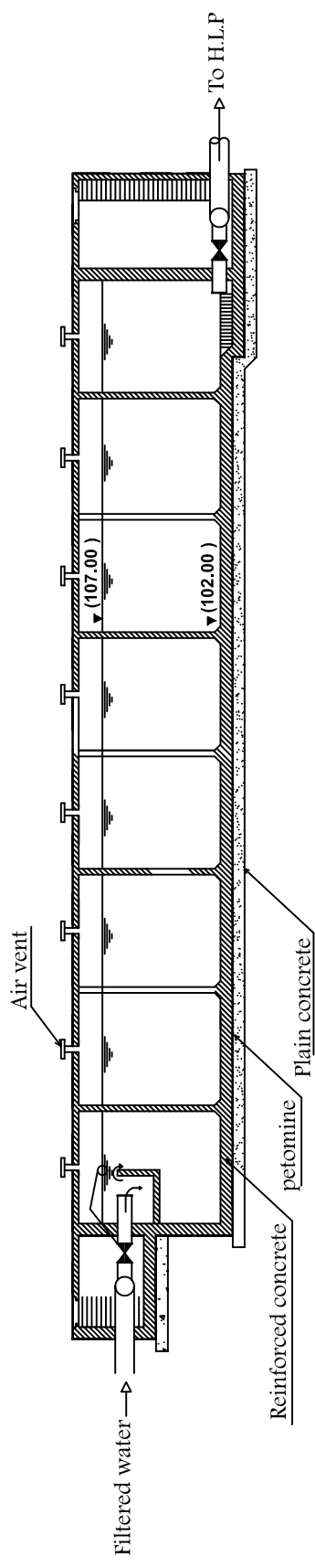
- 2- Elevated tanks

وهي عبارة عن مجموعة خزانات عالية تتواجد باماكن مختلفة تبعا للغرض منها كما سيلى ذكره

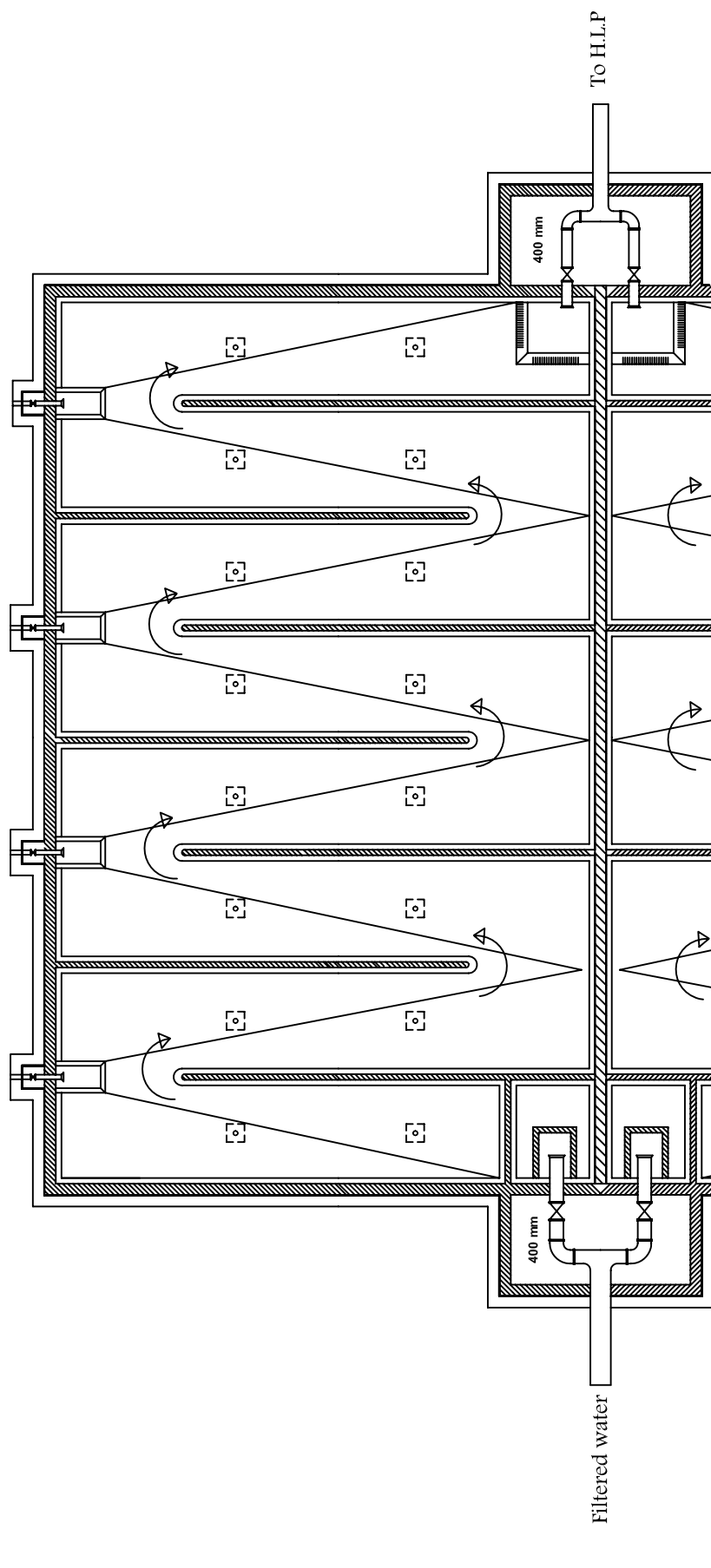
Ground Reservoir (tank)

Purpose of ground reservoirs (clear water tanks):

- 1- Storage for disinfection (usually 0.5 : 1 hrs)
- 2- Storage for emergency (usually 4 : 10 hrs)
- 3- Storage for difference between max daily and max monthly consumption
- 4- Storage for fire demand (80% of fire demand)



Section Elevation in Ground water Tank



Section Plan in Ground water Tank

Design Data:

Tank capacity:

1- For disinfection

$$C_1 = Q_{m.m.} (m^3/hr) \times (0.5 : 1) hr \quad (m^3)$$

2- For emergency

$$C_2 = Q_{m.m.} (m^3/hr) \times (4 : 10) hr \quad (m^3)$$

or

$$C_2 = (0.25 : 0.4) \times Q_{m.m.} (m^3/d)$$

3- For difference between max daily and max monthly consumption

$$C_3 = (Q_{m.d.} (m^3/d) - Q_{m.m.} (m^3/d)) \times 1 \text{ day} \quad (m^3)$$

4- For Fire demand

fire demand $\rightarrow 60 m^3/2hr$ per 10,000 capita

$60 \times 2 = 120 m^3$ per 10,000 capita

so quantity of req. water $= \frac{Pop.}{10,000} \times 120 \quad m^3$

$$C_4 = 0.8 \times \frac{pop.}{10,000} \times 120 \quad m^3$$

SO

$$\text{volume of ground tank} = \text{max. of } (C_1, C_2, C_3) + C_4$$

Recommended dimension:

- * Rectangular or squared section
- * $l = (1.2 : 1.5) b$
- * $l \leq 50 m$ recommended divided by 5 for structural consideration
- * $d = 3 : 5 m$
- * $Area \leq 2000 m^2$
- * $n \geq 2$

Example 1

It's required to design the ground storage of a WTP serves 300,000 capita with average summer water consumption of 420 l/c/d.

Solution

Assume that the $w_p = 24 \text{ hr/d}$

$$\text{max. monthly WC} = 420 \text{ l/c/d}$$

$$Q_{m.m} = WC \times \text{pop.} = \frac{420}{1000} \times 300,000 = 126,000 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{m.daily} = \frac{1.8}{1.4} \times 126,000 = 162,000 \text{ m}^3/\text{d}$$

from disinfection:

$$C_1 = Q_{m.m} \times (0.5 : 1) = \frac{126,000}{24} \times 1 = 5250 \text{ m}^3$$

from emergency case:

$$C_2 = Q_{m.m} \times (4 : 10) = \frac{126,000}{24} \times 6 = 31,500 \text{ m}^3$$

from diff. between max. daily and max. monthly case:

$$C_3 = Q_{m.daily} - Q_{m.m} = 162,000 - 126,000 = 36,000 \text{ m}^3$$

from fire demand

$$Q_{fire} = \frac{\text{pop.}}{10,000} \times 120 = \frac{300,000}{10,000} \times 120 = 3600 \text{ m}^3$$

$$C_4 = 0.8 \times Q_{fire} = 2880 \text{ m}^3$$

so the volume of tanks = max. of $(C_1 + C_2 + C_3) + C_4$

$$= 36,000 + 2880 = 38,880 \text{ m}^3$$

$$\text{let } d = 5 \text{ m} \rightarrow S.A = \frac{38,880}{5} = 7776 \text{ m}^2$$

use 4 tanks of $b \times l = 50 \times 40$ ($S.A = 8000 \text{ m}^2$)

Example 2

For a city of population 200,000 capita and average WC=200 l/c/d its required to design ground tanks if WP = 20 hrs

Solution

$$Q_{av} = 200,000 \times \frac{200}{1000} = 40,000 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{m.m} = 1.4 \times 40,000 = 56,000 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{m.d} = 1.8 \times 40,000 = 72,000 \text{ m}^3/\text{d}$$

from disinfection:

$$C_1 = Q_{m.m} \times (0.5 : 1) = \frac{56,000}{20} \times 1 = 2800 \text{ m}^3$$

from emergency case:

$$C_2 = Q_{m.m} \times (4 : 10) = \frac{56,000}{20} \times 8 = 22,400 \text{ m}^3$$

from diff. between max. daily and max. monthly case:

$$C_3 = Q_{m.daily} - Q_{m.m} = 72,000 - 56,000 = 16,000 \text{ m}^3$$

from fire demand

$$Q_{fire} = \frac{pop.}{10,000} \times 120 = \frac{200,000}{10,000} \times 120 = 2400 \text{ m}^3$$

$$C_4 = 0.8 \times Q_{fire} = 1920 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{so the volume of tanks} &= \text{max. of } (C_1 + C_2 + C_3) + C_4 \\ &= 22,400 + 1920 = 24320 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{let } d = 4 \text{ m} \quad \rightarrow \quad S.A = \frac{24,320}{4} = 6080 \text{ m}^2$$

use 3 tanks of b x l = 50 x 40 (S.A = 8000 m²)

note area obtained is o.k as emergency case (critical) is satisfied

Elevated tanks

Purpose of using Elevated tanks:

For quantity (discharge):

- 1- Cover fluctuation in water consumption through a day,
- 2- Cover difference between max hourly consumption and max daily production,
- 3- Cover 20 % of fire demand.

For pressure:

- 1- Fix head on H.L.P so they work at max efficiency,
- 2- Enhance water pressure in network,
- 3- Protect network against water hammer.

Water hammer:

ظاهرة الطرق المائي هي ظاهرة تحدث للموائع مثل الماء عند توقف طلمبات الرفع فجائيا او توقف احد الصمامات فجاءة مما يؤدي الى انعكاس اتجاه المياه بسرعة عالية جدا قد تؤدي لانفجار المواسير . لذا تستخدم الخزانات العالية لامتناس تلك الضغوط العالية والتخلص من هذه المياه في حالة الضرورة .

Positions of Elevated tanks in network:

Elevated tanks may be situated at:

1- Just after H.L.P

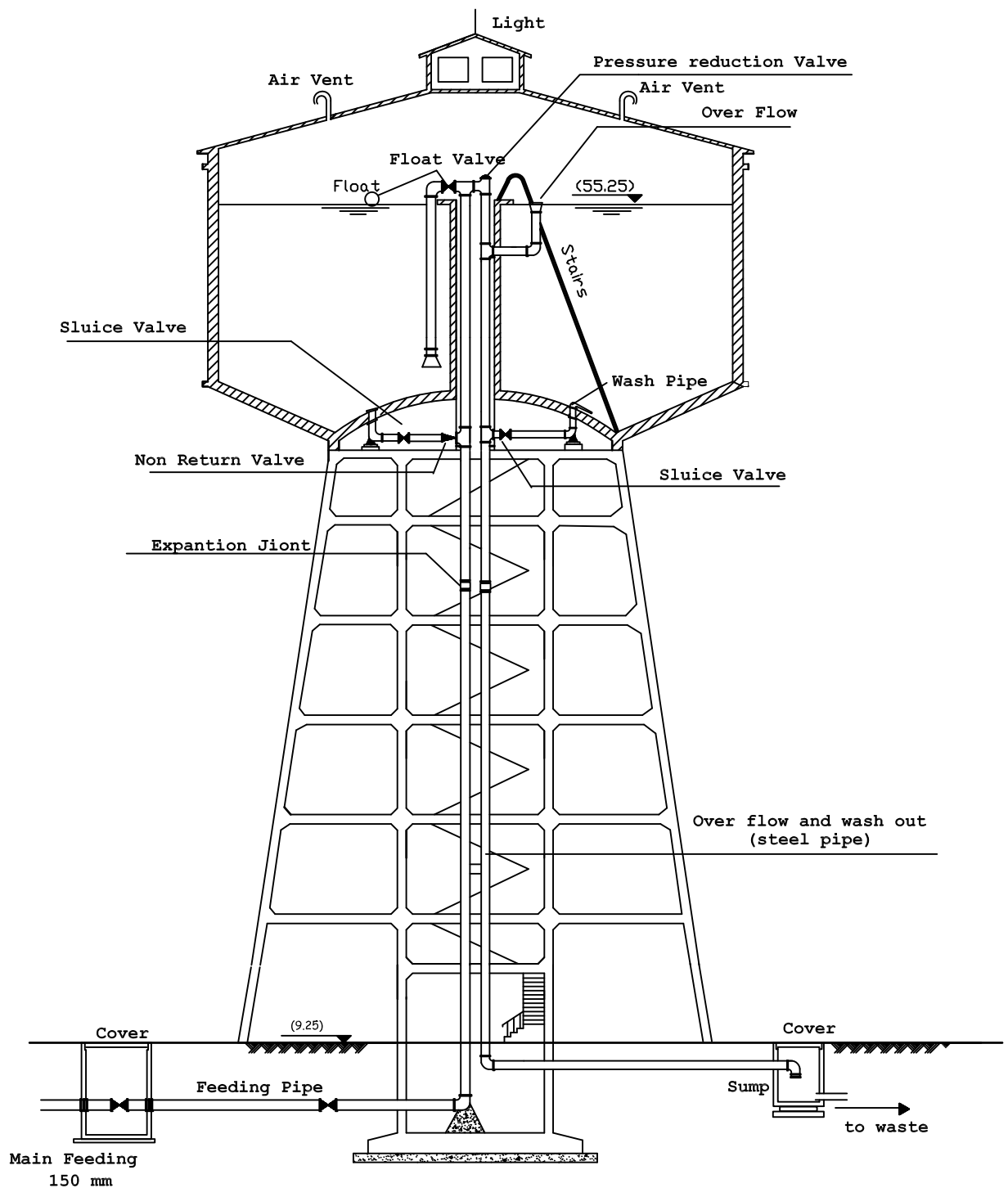
يساهم هذا الموقع في تحسين ضغط المياه في الشبكة وتثبيت الضاغط على المضخة H.L.P وكذلك حماية الشبكة من water hammer .

2- At mid of the city

يحسن من ضغط المياه في الشبكة ويمنع ظاهرة الطرق المائي.

3- At the end of the city

يحسن من ضغط المياه ويسمح بالتوسع مستقبلا في المدينة ولكنه لا يحمي من ظاهرة الطرق المائي
افضل نظام هو استخدام تجميعية من الخزانات السابقة للاستفادة بمميزات كل منها



cross section at Elevated tank

Elevated tank work idea:

تعتمد فكرة الخزان العالى على انه يقوم بتثبيت كمية المياه في الشبكة وذلك كالآتي :

- 1- في الأوقات التي يقل فيها معدل الاستهلاك عن معدل الإنتاج (أوقات الليل-غير أوقات الذروة) تفتح صمام دخول المياه الى الخزان ويقوم بتخزين الزائد عن الاستهلاك.
- 2- في أوقات الذروة التي يقل فيها الإنتاج عن الطلب يبدأ الخزان في تفريغ المياه التي تحتاجها الشبكة عن طريقة ماسورة خروج المياه.
- 3- يزود الخزان بنظام لتصريف المياه الزائدة عن قدرة الخزان لاستخدامه في حالة حدوث طوارئ في الشبكة وزيادة كميات المياه بشكل كبير قد يؤدي الى انفجار المواسير بحيث يتم تصريف الزيادة الى مواسير الصرف مباشرة
- 4- يوجد صمام عائم float valve لضمان عدم زيادة المياه عن منسوب محدد.

Design data:

Tank capacity:

1- From cumulative curve (total mass curve) المنحنى التجميعي

$$c_1 = 1.75 \times \frac{a + b (l/c/d)}{1000} \times \text{pop.} + 0.2 \text{ fire demand}$$

a, b max. vertical distance below and above pumping line

2- From difference between max hourly and max daily discharge for 1 hr

$$c_2 = (Q_{\text{max.daily}} - Q_{\text{max.monthly}}) (m^3/hr) \times 1 \text{ hr} + 0.2 \text{ fire demand}$$

Tank dimension:

$$d = 6 : 10 \text{ m}$$

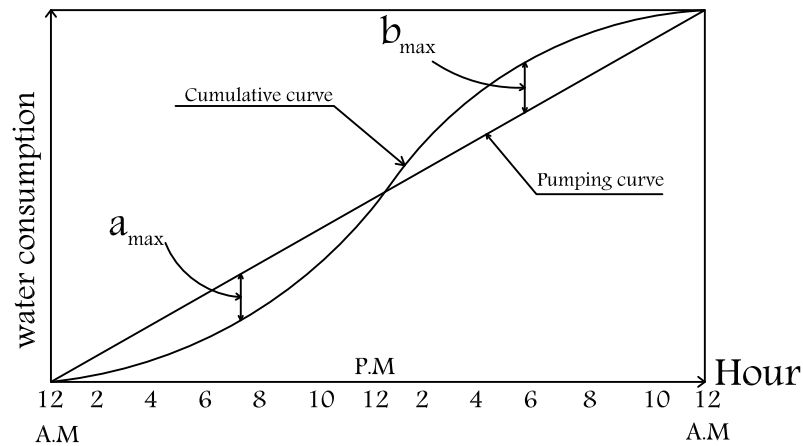
$$\varphi_o \leq 35 \text{ m}$$

$$n \geq 2$$

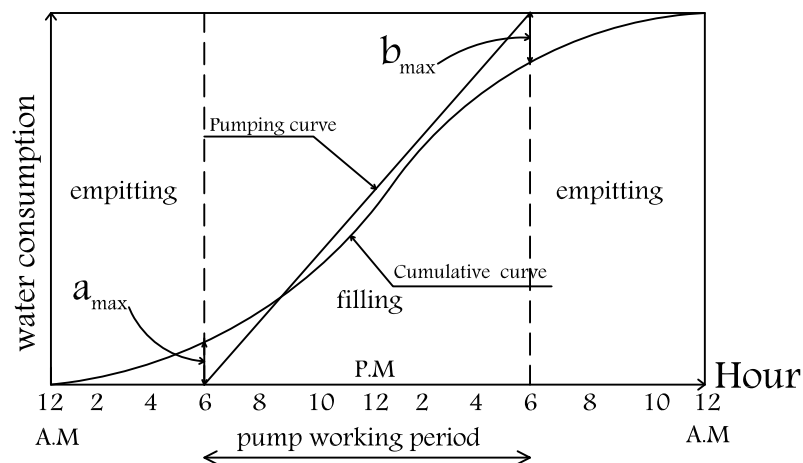
$$\varphi_i = 2:3 \text{ m (for pipes)}$$

$$\text{volume of tanks} = n \cdot \frac{\pi}{4} (\varphi_o^2 - \varphi_i^2) \cdot d$$

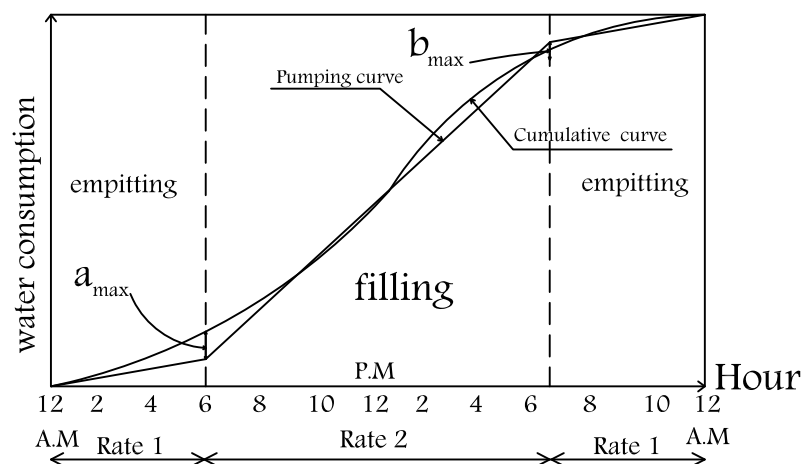
1-pumps working for 24 hr at constant rate



2-pumps working less than 24 hr at constant rate



3-pumps working at different two rates



Different cases of cumulative curves (diff. WP of pumps)

Example 3

For a city of population 200,000 capita and av WC = 240 l/c/d find the required elevated tanks if the daily WC as follows:

T(2hr)	12-2 AM	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12
WC	3	7	10	20	30	40	40	30	30	15	10	5

If 1- W.P = 24 hr

2- W.P = 16 hrs (4 A.M : 8 P.M)

Solution

Getting cumulative values for water consumption

T(2hr)	12-2 AM	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12	12-2	2-4	4-6	6-8	8-10	10-12
WC	3	7	10	20	30	40	40	30	30	15	10	5
Accum	3	10	20	40	70	110	150	180	210	225	235	240

1- For WP = 24 hrs

from chart $a_{max} = 41$ $b_{max} = 22.5$

$$\begin{aligned}
 C_1 &= 1.75 \times \frac{a + b}{1000} \times pop + 0.2 \times \frac{pop.}{10,000} \times 120 \\
 &= 1.75 \times \frac{41 + 22.5}{1000} \times 200,000 + 0.2 \times \frac{200,000}{10,000} \times 120 \\
 &= 22225 + 480 = 22705 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

tank design

Assume $d = 8 \text{ m} \rightarrow S.A = \frac{22705}{8} = 2838.125 \text{ m}^2$

Assume $\varphi_o = 35 \text{ m}$ $\varphi_i = 2 \text{ m} \rightarrow n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (\varphi_o^2 - \varphi_i^2) = 2838.125$

$\therefore n = 3 \rightarrow \varphi_o = 34.8 \cong 35 \text{ m}$

so use 3 tanks of ($\varphi_o = 35 \text{ m}$, $\varphi_i = 2 \text{ m}$ and $d = 8 \text{ m}$)

2- For WP = 16 hrs

from chart $a_{max} = 21$ $b_{max} = 17.5$

$$\begin{aligned} C_1 &= 1.75 \times \frac{a+b}{1000} \times pop + 0.2 \times \frac{pop.}{10,000} \times 120 \\ &= 1.75 \times \frac{21+17.5}{1000} \times 200,000 + 0.2 \times \frac{200,000}{10,000} \times 120 \\ &= 13475 + 480 = 13955 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

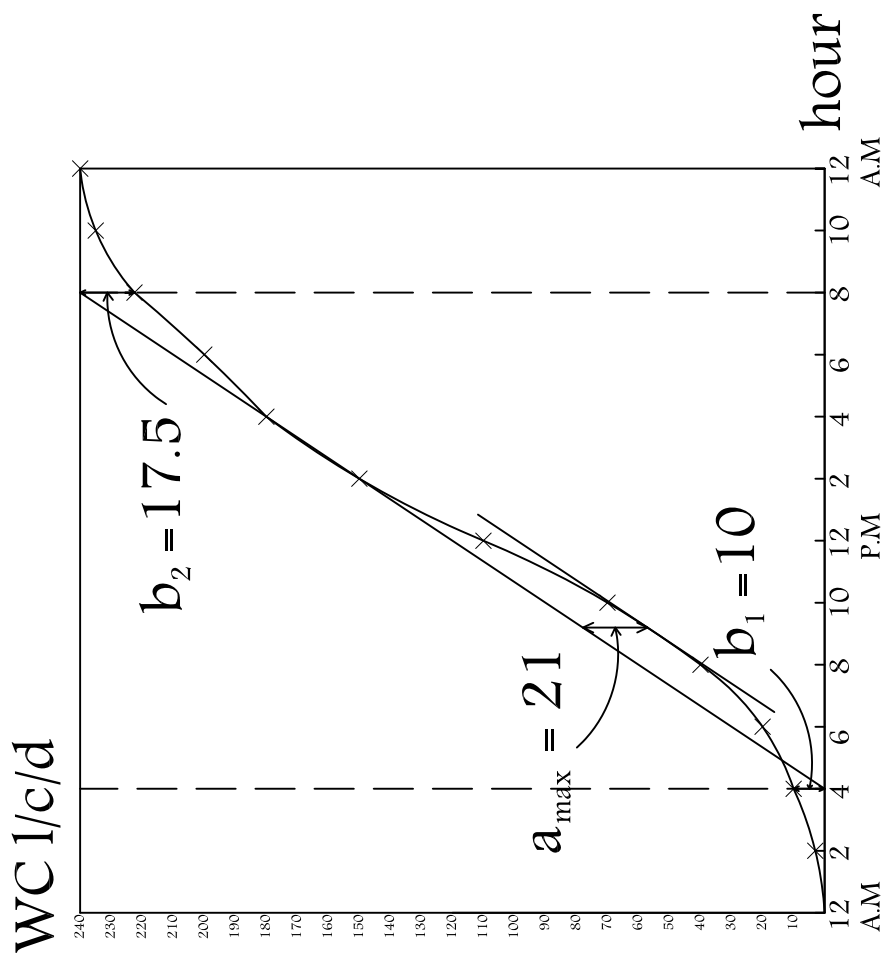
tank design

Assume $d = 6 \text{ m} \rightarrow S.A = \frac{13955}{6} = 2325.8 \text{ m}^2$

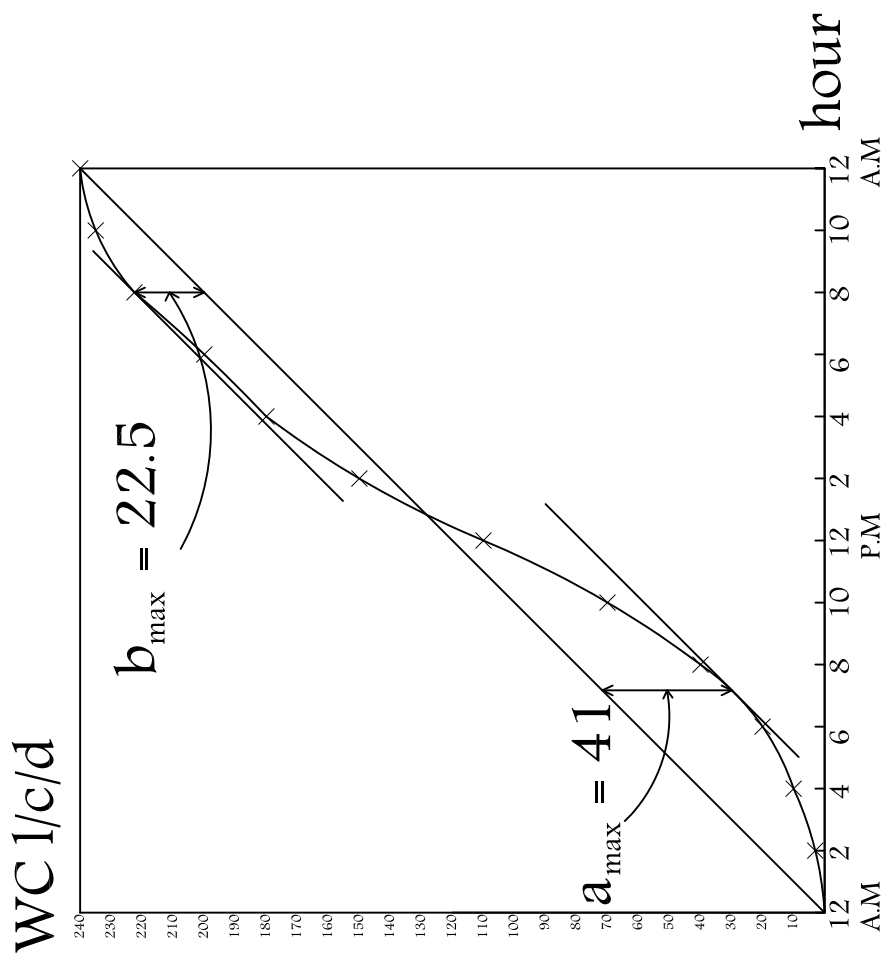
Assume $\varphi_o = 35 \text{ m}$ $\varphi_i = 2 \text{ m} \rightarrow n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (\varphi_o^2 - \varphi_i^2) = 2325.8$

$\therefore n = 3 \rightarrow \varphi_o = 31.5 \text{ m}$

so use 3 tanks of $\varphi_o = 31.5 \text{ m}$, $\varphi_i = 2 \text{ m}$ and $d = 6 \text{ m}$



W.P = 16 hrs



W.P = 24 hrs

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

Notes on

Sanitary & Environmental Engineering

Part 1

Water supply

Distribution works

6-Distribution works

Water distribution works:

- 1- Storage and distribution reservoirs
- 2- Pumping stations and boosters
- 3- Pipe network ✓✓
- 4- Valves and fittings ✓✓

Purpose of distribution networks:

- 1- Distribute potable water for consumption all over the served city in required quantities, pressures and quality,
- 2- Save water for firefighting at high rates.

Basic requirements for distribution network system:

- 1- Using pipes with durable materials,
- 2- Using more than one feeder to ensure flow continuity,
- 3- Absence of dead zones (points at the end of the pipe line at which water stops and chlore dose finish so bacteria and microorganisms grow. This lead to pollution in the network and reduction in water quality),
- 4- Control water flow by valves and meters,
- 5- Protection of water from pollution,
- 6- Capacity to meet max demand at any time.

Planning of water distribution systems:

1- Tree system (Dead ends system)

Advantages:

- 1- Cheaper system
- 2- Easy calculation of pressure and discharge at any point
- 3- Less no of valves

Disadvantages:

- 1- Present of dead ends
- 2- If main pipe broken the network will stop.

2- Loop system (Ring/circle system)

Advantages:

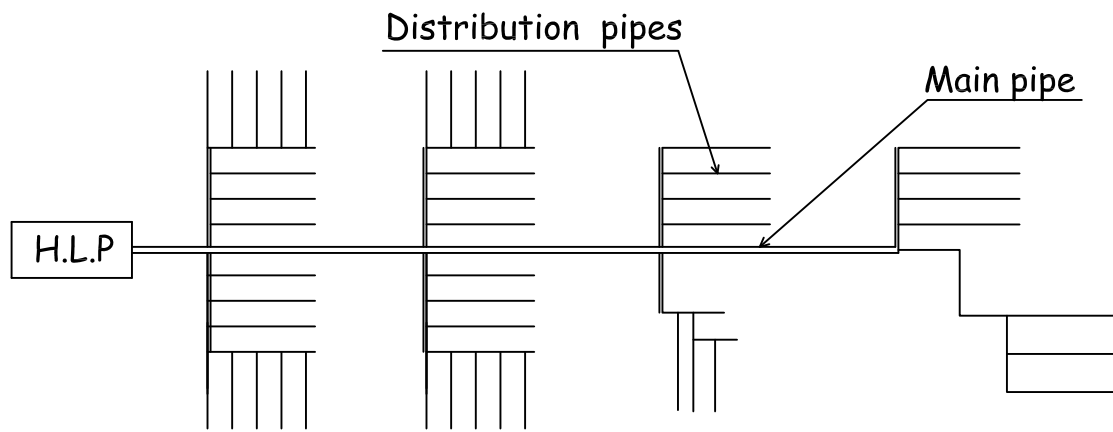
- 1- Easy determination of discharge and pressure
- 2- There are two direction of flow so if one pipe broken the network won't stop totally

Disadvantages:

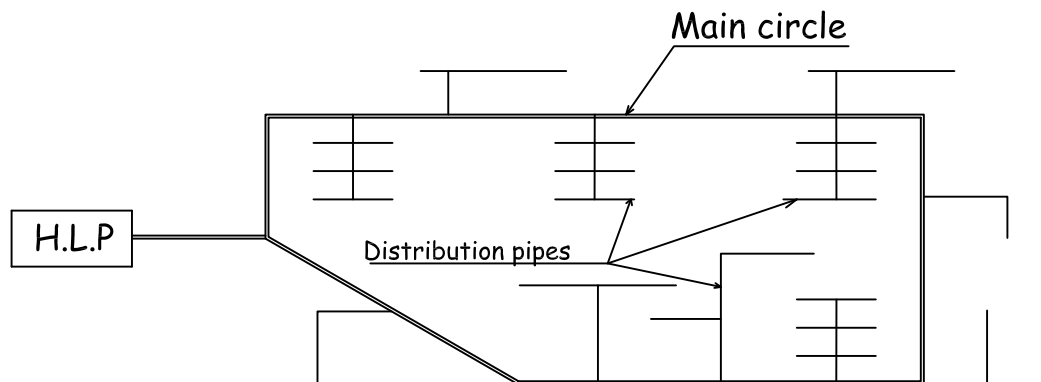
- 1- Dead ends still found even less than Tree system
- 2- Cost higher than Tree system
- 3- If minor pipe broken a small part of city will be affected

3- Grid iron system

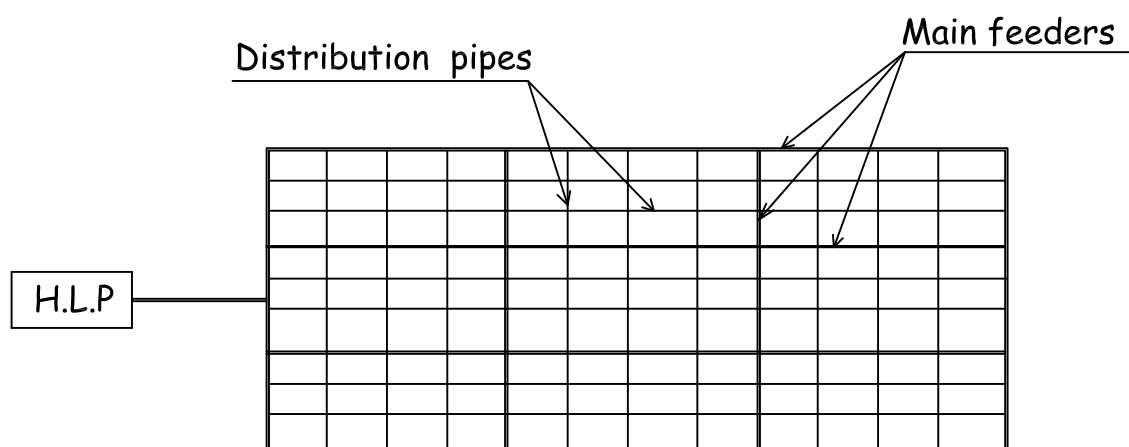
نظام مواسير متداخلة مع بعضها بحيث يكون لكل ماسورة بدايتين ونهايتين. هذا النظام يحتاج الى مدن جيدة التخطيط ويحتاج الى عدد اكبر من الصمامات.



Tree system (Dead end system)



Ring (Circle system)



Grid iron system

Advantages:

- 1- No dead ends.
- 2- No stop in network during repair.

Disadvantages:

- 1- Most expensive than other systems
- 2- Need large number of valves
- 3- Need complicated analysis to determine discharge and pressure.

Types of pipes used in water networks:

- 1- Cast iron pipes
- 2- Ductile iron pipes
- 3- Steel pipes
- 4- Reinforced concrete pipes
- 5- Pre-stressed concrete pipes
- 6- Poly ethylene (P.E)
- 7- Un-plasticized polyvenyle chloride (UPVC)

الاتجاه الحالي هو استخدام المواسير البلاستيكية على نطاق واسع بدلا من مواسير الحديد وذلك للاتي:
خفة الوزن – سهولة التركيب- السعر المناسب –مقاومة عالية للضغوط الداخلية والاحماض والصدأ – نعومة السطح
ولكن يعيبها انها:

تتأثر بالأشعة الشمسية – لا تتحمل للضغوط الخارجية – تحتاج الى عناية في التركيب والتثبيت.

Types of valves used in networks:

1- Sluice valve

صمام الحجز

- يستخدم للتحكم في سريان المياه خصوصا في أوقات الصيانة
- أنواعه: 1- صمام بوابة Gate valve 2- صمام الفراشة Butterfly valve
- أماكن استخدامه: 1- عند التقاطعات في شبكات المياه الداخلية
- 2- على مسافات لا تزيد على 1 كم في الخطوط الرئيسية

2- Non-Return valve:

صمام عدم الرجوع

- يسمح للمياه بالسريان في اتجاه واحد فقط ولا يسمح لها بالرجوع
- يوضع على خط الطرد لطلعات الضغط العالي وماسورة الخروج في الخزان العالي.

3- Air Valve:

- يستخدم للتخلص من الهواء الموجود في المواسير في بداية تشغيل الخط
- يوضع في النقاط الأعلى منسوباً في الشبكة

4- Wash valve

- يسمح بتصريف المياه عند غسيل الشبكة
- يوضع في المناطق الأقل منسوباً في الشبكة

5- Float valve

- يستخدم لغلق المواسير في حالة وصول منسوب المياه للمنسوب التصميمي.
- يستخدم على ماسورة الدخول للخزان العالي والارضى وكذلك بيارة المياه العكس والفلاتر

6- Pressure release valve:

- يستخدم لتقليل الضغط في الشبكة او اطلاق الضغط الزائد
- يستخدم في بدايات الشبكات الفرعية او عند وجود فرق منسوب كبير

7- Fire hydrant valve:

- الصمام المستخدم لسحب المياه في حالة الحرائق.

ملحقات المواسير

Types of fittings:

- | | | |
|--------------------|---------|--|
| 1- Elbows | الأكواع | تستخدم لتغير اتجاه المياه في الخطوط |
| 2- Tee connections | | تستخدم في التفريعات الموجودة في الشبكة |
| 3- Reducer/Taper | | المسلوب ويستخدم عند وجود تغير في قطر الماسورة |
| 4- Flexible joint | | تستخدم للربط بين المواسير وبعضها البعض (عند تغير اتجاهات المواسير) |

Water pipes hydraulics:

- تسير المياه في المواسير تحت ضغط (من المضخات والخزان العالي) لذا تسمى ب under pressure pipes
- الماء سائل غير قابل للانضغاط لذا فانه يتبع معادلة الاستمرارية

$$Q = A \cdot v, \quad A = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2$$

$v \geq 0.6 \text{ m/sec}$ smaller velocities lead to bigger diameters of pipes

$v \leq 1.5 \text{ m/sec}$ non scouring velocity

ϕ pipe diameter in mm (100 – 150 – 200 – 250 – 300)

- عند سريان المياه في المواسير يحدث لها فقد في الضاغط هذا الفرق عبارة عن الفرق بين الضغط الكلي عند نقطتين متتاليتين A & B

$$h = H_A - H_B \quad m$$

$$\text{Hydraulic gradient} = \text{slope of H.G.L} = s = \frac{h(m)}{l(m)} \quad (1:3 \text{ ‰})$$

Methods of calculating head losses:

1- By Darcy law

$$h = \frac{4 \cdot f \cdot l \cdot v^2}{2g \cdot \phi}$$

2- By Hazan-William Formula:

وهي معادلة تجريبية تستخدم على نطاق واسع لسهولة مطابقتها للنتائج العملية وهي على النحو التالي

$$v = 0.355 \cdot c \cdot D^{0.63} \cdot S^{0.54}$$

c hazan – William coefficient (100: 150)

D pipe diameter in m

S hydraulic gradient $= \frac{h(m)}{l(m)}$ (1: 3 ‰)

بالتعويض في معادلة الاستمرارية

$$\therefore Q = A \cdot v = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times 0.355 \times c \times D^{0.63} \times S^{0.54}$$

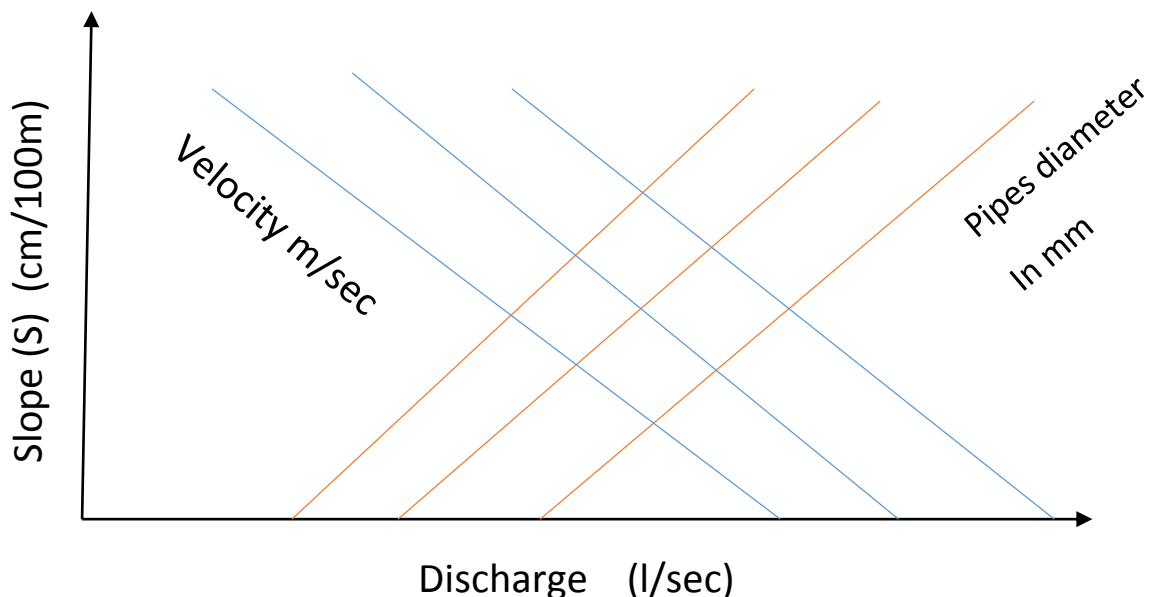
$$Q = 0.279 \times c \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

Q discharge in water pipes and equals:

- $= Q_{\max.\text{daily}} + Q_{\text{fire}}$ in main supply pipe lines
- $= \max. \text{ of } (Q_{\max.\text{daily}} + Q_{\text{fire}}) \text{ or } (Q_{\max.\text{hourly}})$ in main feeders
- $= Q_{\text{fire}}$ in minor pipes

نلاحظ انه في المعادلة السابقة تتواجد أربعة مجاهيل Q, C, D, S

- توجد قيم ل C معتمدة على نوع مادة الماسورة ونعومة السطح الداخلي (تفرض دائماً 100 اذا لم تعط في المسألة)
- توجد مجموعة منحنيات يمكن استعمالها مباشرة في اعمال التصميم تسمى ب Hazen-William charts



Very important notes:

1 – Law can be used for any value of C and the used units are

Q in (m^3/sec)

D in m

$$S = \frac{h(m)}{l(m)}$$

2 – chart can be used for $C = 100$ only and the used units are

Q in (l/sec)

D in mm

$$S = \frac{..... cm}{100 m} = \frac{h(cm)}{\frac{l(m)}{100}} = \frac{h(m)}{l(m)} \times 10^4$$

3 – If not mention in the problem always take $C = 100$

and so you can use either law (prefered if you have enough time) or chart

Methods of distribution networks design and analysis:

1- Equivalent pipe method

تستخدم هذه الطريقة في حالة وجود عدد محدود من المواسير

2- Method of sections

تستخدم لتحديد قيم مبدئية لاقطار المواسير للشبكة الرئيسية

3- Method of circle

تستخدم لتصميم الشبكة الفرعية على تصرف الحريق

4- Hardy Cross Method

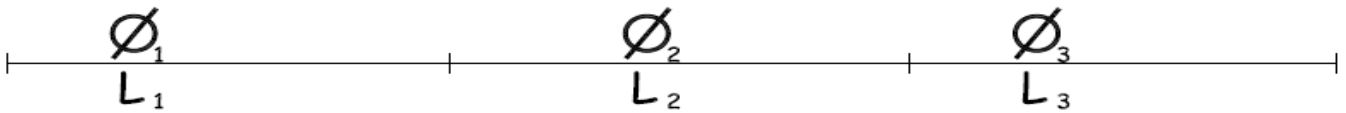
طريقة تعتمد عليها برامج الحاسب مثل WaterCad في تصميم الشبكات

Equivalent pipe method

في هذه الطريقة يتم استبدال مجموعة مواسير متصلة على التوالي او التوازي بماسورة مكافئة لها نفس التصرف Q والضاغط H ولكن مختلفة في القطر D والطول L

1- Pipes in series

مجموعة مواسير متصلة على التوالي يكون لها نفس التصرف Q والفاقد الكلي في الضغط عبارة عن مجموع الفواقد في المواسير



$$Q_{eq} = Q_1 = Q_2 = Q_3$$

$$h_{eq} = h_1 + h_2 + h_3$$

Solution steps:

1- Assume $Q = 50 \text{ or } 100 \text{ l/sec}$ (if not given)

2- From chart (or law)

(ϕ_1, Q)	$\rightarrow$	$S_1, l(\text{known})$	$\rightarrow$	h_1
(ϕ_2, Q)	$\rightarrow$	$S_2, l(\text{known})$	$\rightarrow$	h_2
(ϕ_3, Q)	$\rightarrow$	$S_3, l(\text{known})$	$\rightarrow$	h_3

3- By equivalent method:

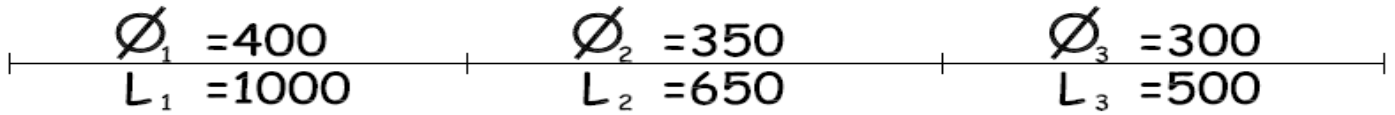
Q constant $h_{eq} = h_1 + h_2 + h_3$

4- Assume $\phi_{eq.} = \text{recommended } (\phi_1 \text{ or } \phi_2 \text{ or } \phi_3)$, $Q \rightarrow$

$$S_{eq} , h_{eq} \rightarrow l_{eq}$$

Example

Find the equivalent pipe for the shown pipes:



Solution

1 – Assume $Q = 100 \text{ l/sec}$

2 – From chart:

$$Q = 100, \varphi_1 = 400 \rightarrow S_1 = 26 \times 10^{-4}, \quad l_1 = 1000 \rightarrow h_1 = 2.6 \text{ m}$$

$$Q = 100, \varphi_2 = 350 \rightarrow S_2 = 50 \times 10^{-4}, \quad l_2 = 650 \rightarrow h_2 = 3.25 \text{ m}$$

$$Q = 100, \varphi_3 = 300 \rightarrow S_3 = 100 \times 10^{-4}, \quad l_3 = 500 \rightarrow h_3 = 5 \text{ m}$$

$$\therefore h_{eq} = 2.6 + 3.25 + 5 = 10.85 \text{ m}$$

3 – Assume $\varphi_{eq} = 350, Q = 100 \rightarrow S_{eq} = 50 \times 10^{-4}, \quad h_{eq} = 10.85$

$$\therefore l_{eq} = \frac{h_{eq}}{S_{eq}} = \frac{10.85}{50 \times 10^{-4}} = 2370 \text{ m}$$

So use an eqv. pipe of $\varphi_{eq} = 350 \text{ mm}$ and $l_{eq} = 2370 \text{ m}$

If we tried $Q = 50 \text{ l/sec}$

From chart:

$$Q = 50, \varphi_1 = 400 \rightarrow S_1 = 7.1 \times 10^{-4}, \quad l_1 = 1000 \rightarrow h_1 = .74 \text{ m}$$

$$Q = 50, \varphi_2 = 350 \rightarrow S_2 = 14 \times 10^{-4}, \quad l_2 = 650 \rightarrow h_2 = .91 \text{ m}$$

$$Q = 50, \varphi_3 = 300 \rightarrow S_3 = 29 \times 10^{-4}, \quad l_3 = 500 \rightarrow h_3 = 1.45 \text{ m}$$

$$\therefore h_{eq} = .74 + .91 + 1.45 = 3.1 \text{ m}$$

3 – Assume $\varphi_{eq} = 350, Q = 50 \rightarrow S_{eq} = 15 \times 10^{-4}, \quad h_{eq} = 3.215$

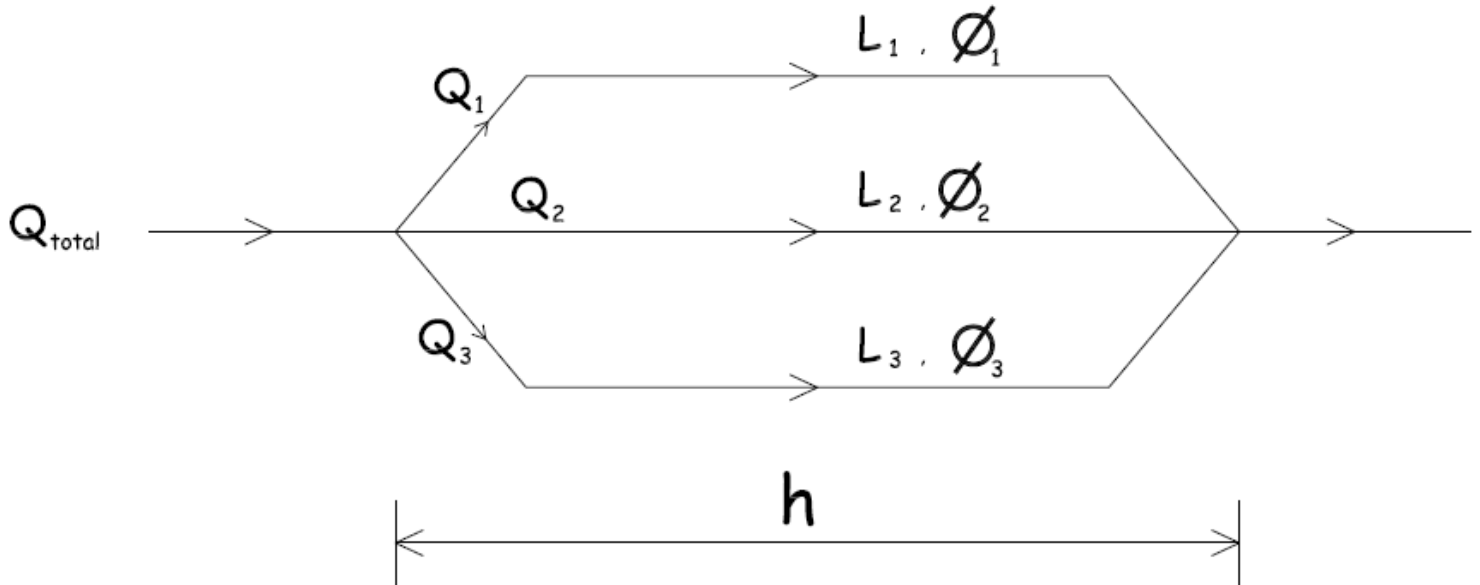
$$\therefore l_{eq} = \frac{h_{eq}}{S_{eq}} = \frac{3.1}{.0015} = 2214 \text{ m}$$

So use an eqv. pipe of $\varphi_{eq} = 350 \text{ mm}$ and $l_{eq} = 2214 \text{ m}$

Note Small diff. between two numbers from using chart

2- Pipes in Parallel:

مجموعة مواسير متصلة على التوازي يكون لها نفس الفاقد في الضغط h ولكنها مختلفة في التصرف من ماسورة لآخرى



Solution steps:

1- Assume $h = 10 : 20 \text{ m}$ (if not given)

2- From chart (or law)

$$h, l_1 \rightarrow S_1, \varphi_1 \rightarrow Q_1$$

$$h, l_2 \rightarrow S_2, \varphi_2 \rightarrow Q_2$$

$$h, l_3 \rightarrow S_3, \varphi_3 \rightarrow Q_3$$

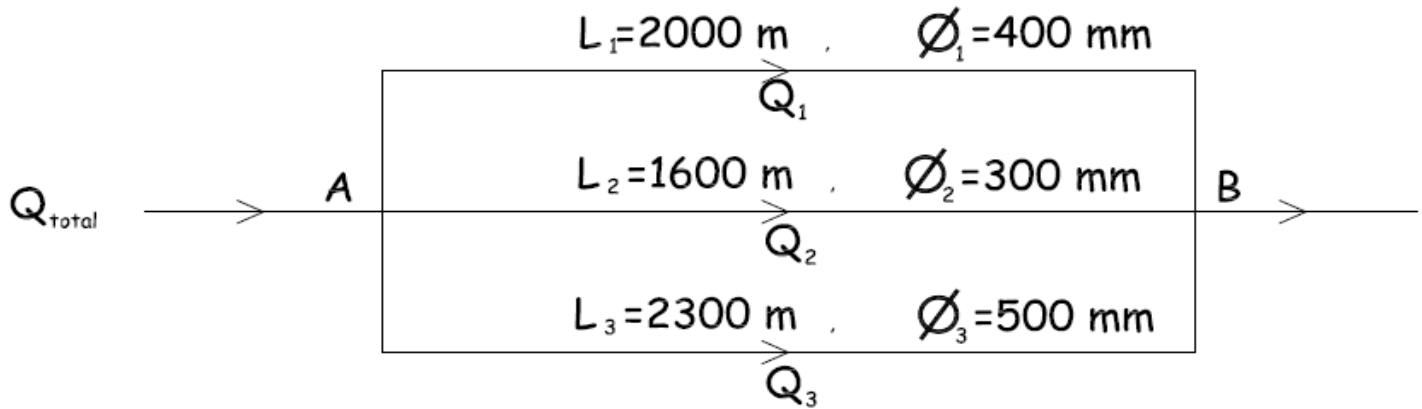
3- By equivalent method:

$$h_{eq} \text{ constant} \quad Q_{eq} = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

4- Assume $\varphi_{eq.} = \text{Recommended } (\varphi_1 \text{ or } \varphi_2 \text{ or } \varphi_3)$, $Q_{eq} \rightarrow$
 $S_{eq}, h_{eq} \rightarrow l_{eq}$

Example 2

Find the equivalent pipe for the following network pipes:



If $H_A = 50 \text{ m}$, $H_B = 25 \text{ m}$

Solution

1 – Get the flow in each branch (using chart or law)

Pipe	$h = H_A - H_B$	l	$S = \frac{h}{l} \times 10^{-4}$	φ	Q
1	25	2000	125	400	235
2	25	1600	156	300	125
3	25	2300	108	500	390

$$\therefore Q_{eq} = 235 + 125 + 390 = 750 \text{ l/sec} , \quad h_{eq} = 25 \text{ m}$$

2 – find the equivalent pipe

Assume $\varphi_{eq} = 400 \text{ mm}$, $Q_{eq} = 750 \text{ l/sec} \rightarrow S_{eq} = 1080 \times 10^{-4} = .108$

$$\therefore S_{eq} = \frac{h}{l} \rightarrow l_{eq} = \frac{25}{.108} = 231 \text{ m}$$

The equivalent pipe is pipe of $D = 400 \text{ mm}$ and $l = 231 \text{ m}$ with $Q = 750 \text{ l/sec}$

Important notes:

- 1- For pipes in series with the same Diameter the eq. pipe has length equals the sum of pipes length and diameter equals the pipes diameter
- 2- Pressure units

$$1 \text{ bar} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ m}$$
- 3- Pressure at any point = head of elevated tank = Pump head = head of booster(pump at mid network)
- 4- Total Head at any point = Ground level + Head of water at this point

Example 3

For a pipe connecting two points (A & B) with length = 2000 m and D=300 mm (C=140) Find the discharge in it if you know that

$$\begin{array}{ll} \nabla G.L_A = 10 \text{ m} & \nabla G.L_B = 20 \text{ m} \\ H_A = 5.5 \text{ bar} & H_B = 20 \text{ m} \end{array}$$

Solution

$$\text{Total head at A} = (5.5 \text{ bar} \times 10) + 10 = 65 \text{ m}$$

$$\text{Total head at B} = 20 + 20 = 40 \text{ m}$$

$$\therefore \Delta h_{AB} = 65 - 40 = 25 \text{ m}$$

note $C \neq 100$ so we must use law

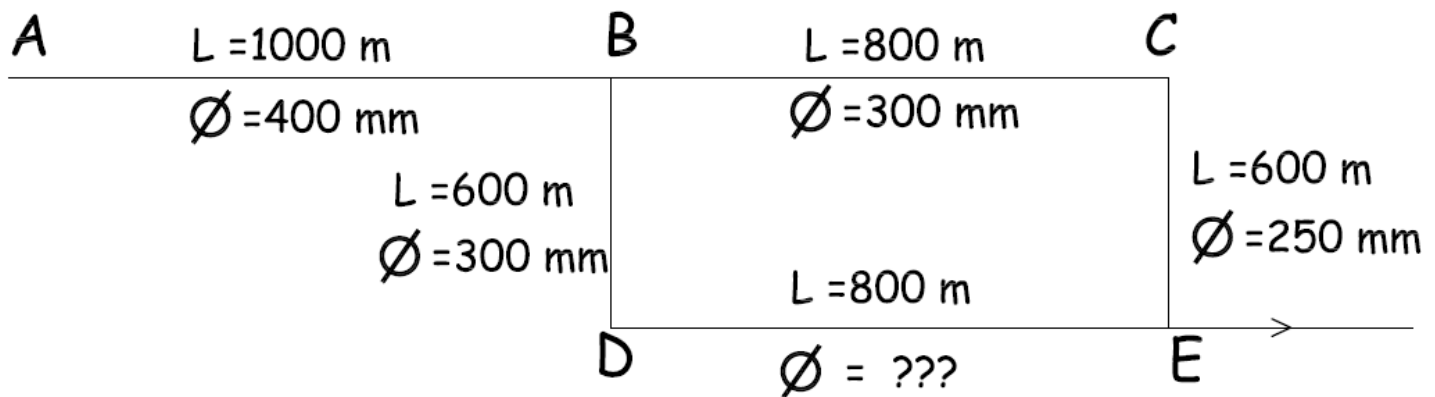
$$Q = 0.279 \times c \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

$$S = \frac{h}{l} = \frac{25}{2000} = 125 \times 10^{-4}, \quad D = .3 \text{ m}$$

$$\therefore Q = 0.279 \times 140 \times (.3)^{2.63} \times (125 \times 10^{-4})^{.54} = 0.154 \text{ m}^3/\text{sec}$$

Example 4

For the shown network find the diameter of pipe DE if $Q = 200$ l/sec and $H_A = 50$ m and $H_E = 20$ m



Solution

1 – find Δh_{BE}
pipe AB

$$Q = 200 \text{ l/sec}, \phi = 300 \rightarrow S = 93 \times 10^{-4} = \frac{h}{l=1000}$$

$$\therefore h_{AB} = 9.3 \text{ m} \rightarrow H_B = 50 - 9.3 = 40.7 \text{ m}$$

$$\therefore \Delta h_{BE} = 40.7 - 20 = 20.7 \text{ m}$$

2 – Get eq. pipe for branch BCE and Q in it

Assume $Q = 100$ l/sec

Pipe BC

$$Q = 100, \phi = 300 \rightarrow S = 105 \times 10^{-4} = \frac{h_{BC}}{800} \rightarrow h_{BC} = 8.33 \text{ m}$$

Pipe CE

$$Q = 100, \phi = 250 \rightarrow S = 255 \times 10^{-4} = \frac{h_{CE}}{600} \rightarrow h_{CE} = 15.3 \text{ m}$$

$$\therefore h_{eq} = 8.33 + 15.3 = 23.63 \text{ m}$$

$$\text{Assume } \phi_{eq} = 300, Q = 300 \rightarrow S = 105 \times 10^{-4} = \frac{23.63}{l_{eq}}$$

$$\therefore l_{eq} = 2250 \text{ m}$$

So the BCE eq. pipe with $\varphi_{eq} = 300$, $l_{eq} = 2250$ m

3 – Get flow in pipe BCE

$$h_{eq} = 20.7 \text{ m} , l_{eq} = 2250 \text{ m} \rightarrow S_{eq} = \frac{20.7}{2250} = 92 \times 10^{-4} , \varphi_{eq} = 300$$

$$\therefore Q_{BCE} = 93.5 \text{ l/sec}$$

$$\therefore Q_{BDE} = 200 - 93.5 = 106.5 \text{ l/sec}$$

4 – Get head on pipe BD

$$Q = 105 , \varphi = 300 \rightarrow S = 115 \times 10^{-4} = \frac{h}{600} \rightarrow h = 6.9 \text{ m}$$

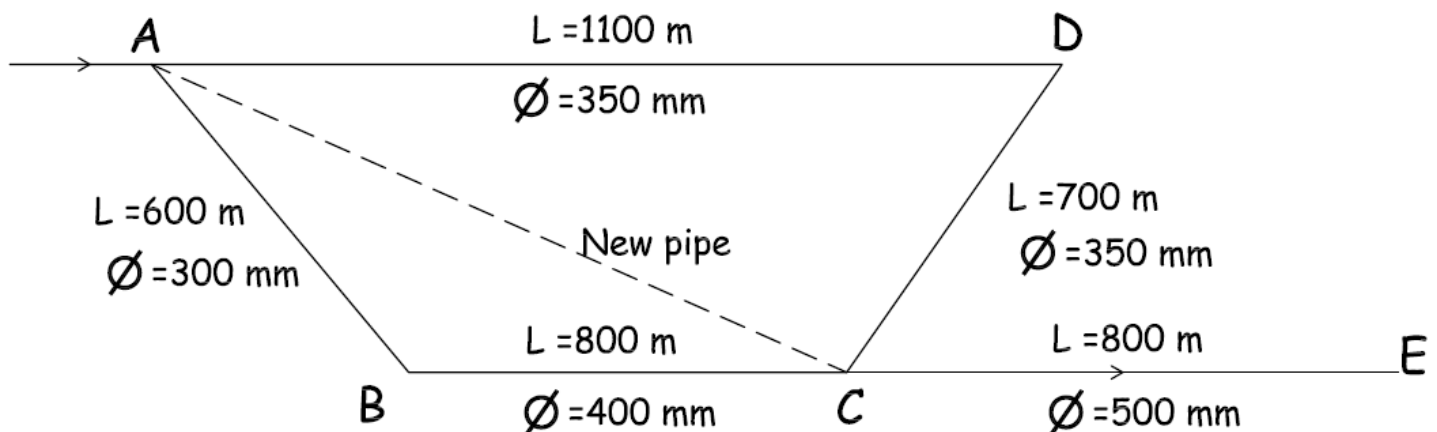
5 – Get req. diameter

$$h_{DE} = 20.7 - 6.9 = 13.8 \text{ m}$$

$$S = \frac{13.8}{800} = 172.5 \times 10^{-4} , Q = 105 \rightarrow \varphi_{req} = 275 \cong 300 \text{ mm}$$

Example 5

If flow in the shown network increased from 200 to 250 l/sec find the diameter of new additional pipe between AC with length = 1200 m. If head is constant at A , E



Solution

1 – Get eq. pipe for branch ABC (AB,BC are in series)

Assume $Q = 100 \text{ l/sec}$

Pipe AB

$$Q = 100, \varphi = 300 \rightarrow S = 105 \times 10^{-4} = \frac{h_{BC}}{600} \rightarrow h_{AB} = 6.3 \text{ m}$$

Pipe BC

$$Q = 100, \varphi = 400 \rightarrow S = 26 \times 10^{-4} = \frac{h_{CE}}{800} \rightarrow h_{BC} = 2.08 \text{ m}$$

$$\therefore h_{eq} = 6.3 + 2.08 = 8.38 \text{ m}$$

$$\text{Assume } \varphi_{eq} = 300, Q = 300 \rightarrow S = 105 \times 10^{-4} = \frac{8.38}{l_{eq}}$$

$$\therefore l_{eq} = 800 \text{ m}$$

So the ABC eq.pipe with $\varphi_{eq} = 300$, $l_{eq} = 800 \text{ m}$

2 – Get eq. pipe for branch ADC(AD,DC are in parallel)

The two pipes are in series with the same φ so

$$l_{eq} = l_1 + l_2 = 1100 + 700 = 1800 \text{ m}$$

$$\varphi_{eq} = 350 \text{ mm}$$

3 – Get eq.pipe for AC (pipes ABC ,ADC are in parallel)

Assume $h = 10 \text{ m}$

Pipe ADC

$$S = \frac{10}{1800} = 55.5 \times 10^{-4}, \varphi = 350 \rightarrow Q_1 = 107 \text{ l/sec}$$

Pipe ABC

$$S = \frac{10}{790} = 126.6 \times 10^{-4}, \varphi = 300 \rightarrow Q_1 = 105 \text{ l/sec}$$

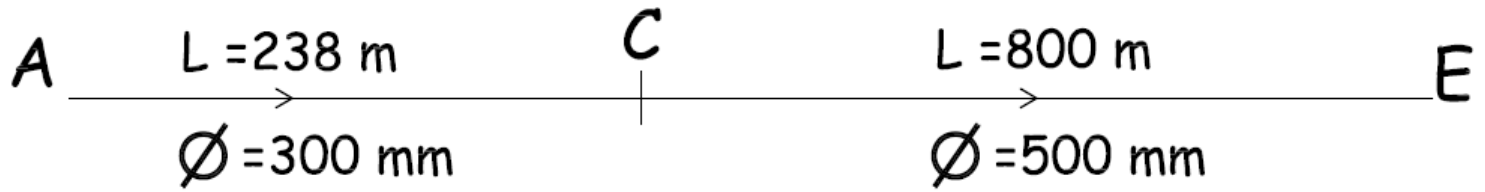
$$\therefore Q_{eq} = 107 + 105 = 212 \text{ l/sec}$$

$$\text{Assume } \varphi_{eq} = 300, Q_{eq} = 212 \rightarrow S = 420 \times 10^{-4} = \frac{10}{l_{eq}}$$

$$l_{eq} = 238 \text{ m}$$

So the AC eq.pipe with $\varphi_{eq} = 300$, $l_{eq} = 238 \text{ m}$

The existing system can be shown as follows:



4 – Get the head difference between AE

Pipe AC

$$Q = 200, \varphi = 300 \rightarrow S = 376 \times 10^{-4} = \frac{h_{BC}}{238} \rightarrow h_{AB} = 8.95 \text{ m}$$

Pipe CE

$$Q = 200, \varphi = 500 \rightarrow S = 32 \times 10^{-4} = \frac{h_{BC}}{800} \rightarrow h_{AB} = 2.56 \text{ m}$$

$$H_A - H_E = \Delta h_{AC} + \Delta h_{CE} = 8.95 + 2.56 = 11.51 \text{ const}$$

5 – Get new pipe diameter if $Q = 250 \text{ l/sec}$

Get head loss on CE

$$Q = 250, \varphi = 500 \rightarrow S = 48 \times 10^{-4} = \frac{h_{BC}}{800} \rightarrow h_{AB} = 3.84 \text{ m}$$

Get head loss between A, C

$$h_{AC} = (H_A - H_E) - h_{AB} = 11.51 - 3.84 = 7.67 \text{ m}$$

Get flow in old pipe

$$S = \frac{7.67}{238} = 322 \times 10^{-4}, \varphi = 300 \rightarrow Q_{old} = 185 \text{ l/sec}$$

Get diameter of new pipe

$$Q_{new} = 250 - 185 = 65 \text{ l/sec}$$

$$S = \frac{7.67}{1200} = 64 \times 10^{-4}, Q = 300 \rightarrow \varphi \cong 300 \text{ mm}$$

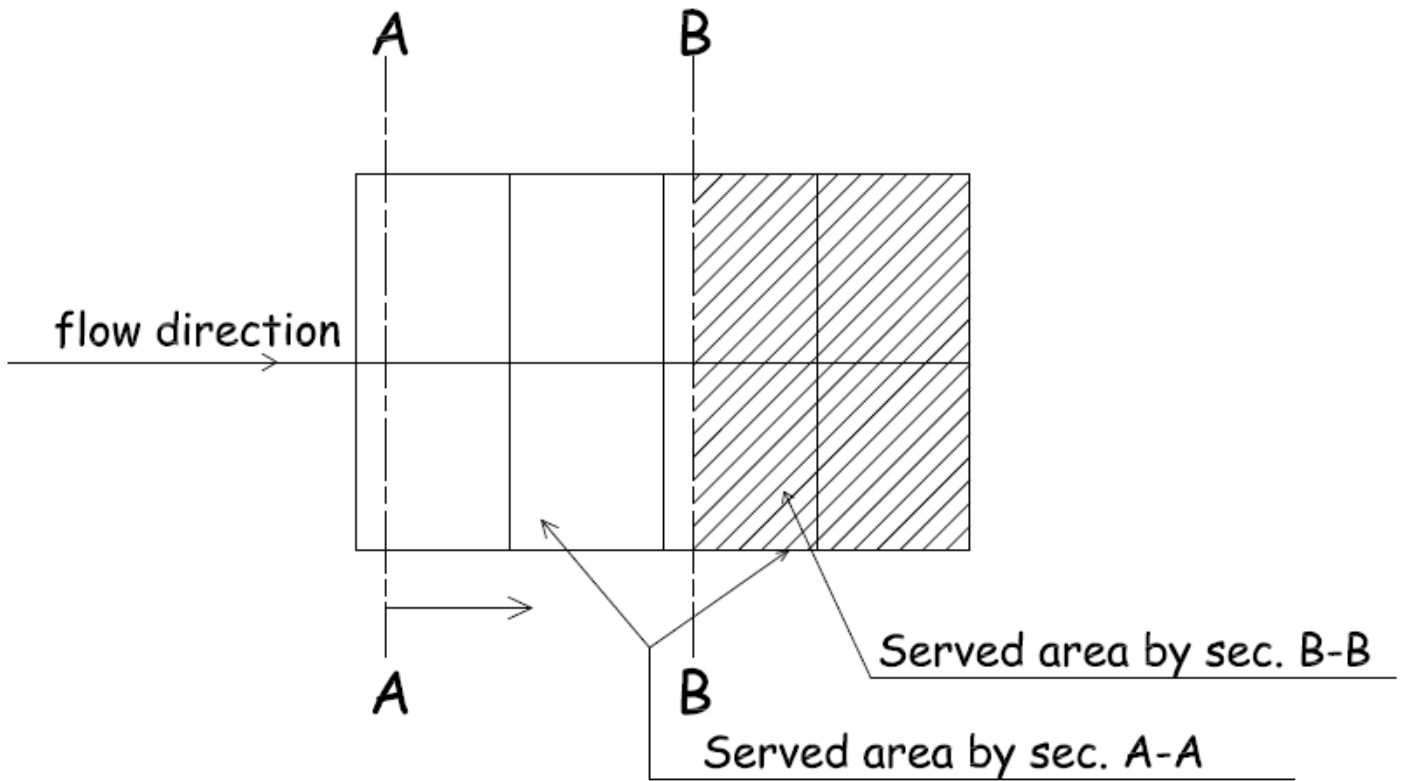
Method of sections

This method is used to:

- 1- Estimating pipes diameters for new network (usually main pipes),
- 2- Check the capacity of existing network.

Conditions to choose section:

- 1- يتم اختيار القطاع بحيث عموديا قدر الإمكان على اتجاه السريان
 - 2- يكون القطاع في بداية تغيير قطاعات المواسير
 - 3- لا يتوقف القطاع داخل الشبكة وإنما يبدأ خارج الشبكة وينتهي خارجها
- تعطى رزمة لشبكة كالتالي ويطلب عمل check على قدرة الشبكة في خدمة السكان عند قطاع او عدة قطاعات محددة



لاحظ انه:

- المساحة المخدومة بالقطاع هي المساحة التي **تلي** القطاع ويكون لها عدد سكان محدد
- تأكد جيدا من اتجاه سريان المياه flow direction لان هو المحدد الرئيسى للمساحة المخدومة وبالتالي كمية المياه المطلوبة.

How to check the section:

1 – Get Design flow in the section

1 – get served pop. by the section (the pop. behind the sec.)

$$P_s = \text{pop. density} \times \text{served area} \\ = \text{pop.} \times \text{ratio of pop. in served area}$$

2 – $Q_{design} = \max. \text{ of } (Q_{m.d} + Q_f) \text{ or } (Q_{m.h})$

$$Q_{av} = \text{pop.} \times WC_{av}$$

$$Q_{m.d} = 1.8 Q_{av}$$

$$Q_{m.h} = 2.5 Q_{av}$$

$Q_{fire} = \text{given value or calculated according to pop.}$

$$Q_{fire} = \frac{\text{pop.}}{10,000} \times 120 \quad l/c/d$$

ملحوظة مهمة:

- لو اعطى قيمة لتصرف الحريق Q_{fire} فانها تكون ثابتة في القيمة الى المنطقة الصناعية (High value area) (المنطقة المهيمنة في المسألة) وبعدها تاخذ كنسبة من عدد السكان
- في حالة اذا لم يذكر ان هناك منطقة صناعية فانها تؤخذ بنسبة من عدد السكان

Example:

If $Q_{fire} = 200 \text{ l/sec}$, pop served by sec. A – A = 60 %

$$Q_{fire} \text{ for this section} = 0.6 \times 200 = 120 \text{ l/sec}$$

$$\therefore Q_{design} = \max. \text{ of } (Q_{m.d} + Q_f) \text{ or } (Q_{m.h})$$

2 – Get actual flow in the section

1 – Assume diameters for cut pipes (if not given)

2 – Assume hydraulic gradient for pipes $\cong 2 \text{ ‰}$ (1:3 ‰)

3 – for every pipe get the flow in it

$$(\varphi, S) \rightarrow Q_{actual} = \checkmark \checkmark$$

4 – Actual flow = $\sum Q_{pipe}$

3 – check

$$\frac{Q_{design} - Q_{actual}}{Q_{design}} \times 100 \leq \pm 10\% \quad \text{network is safe}$$

$$> 10\% \quad \text{check by equivalent pipe}$$

Equivalent pipe check

1 – get equivalent pipe for cut pipes

$$Q_{actual}, S = 2\% \rightarrow \varphi_{eq} = \checkmark \checkmark$$

2 – get hydraulic gradient

$$(Q_{actual}, \varphi_{eq}) \rightarrow S = \checkmark \checkmark$$

If $S_{eq} = 1 : 3\% \quad \text{network is safe}$

If not change in network

increase/decrease in (diameters or in pipes number)

If $S_{eq} > 3\% \quad \text{then} \quad Q_{design} > Q_{actual}$
 $\rightarrow \text{increase diameter of existing pipes}$
 $\rightarrow \text{add new pipes to cover the difference in existing network}$

$$\Delta Q = Q_{design} - Q_{actual}$$

$S = 2\% \rightarrow \text{from chart choose adequate pipes}$

If $S_{eq} < 1\% \quad \text{then} \quad Q_{design} < Q_{actual}$
 $\rightarrow \text{decrease diameter of pipes (if we plan)}$
 $\rightarrow \text{not economic design (for existing network)}$

Example

For the city shown check for section A-A and B-B if :

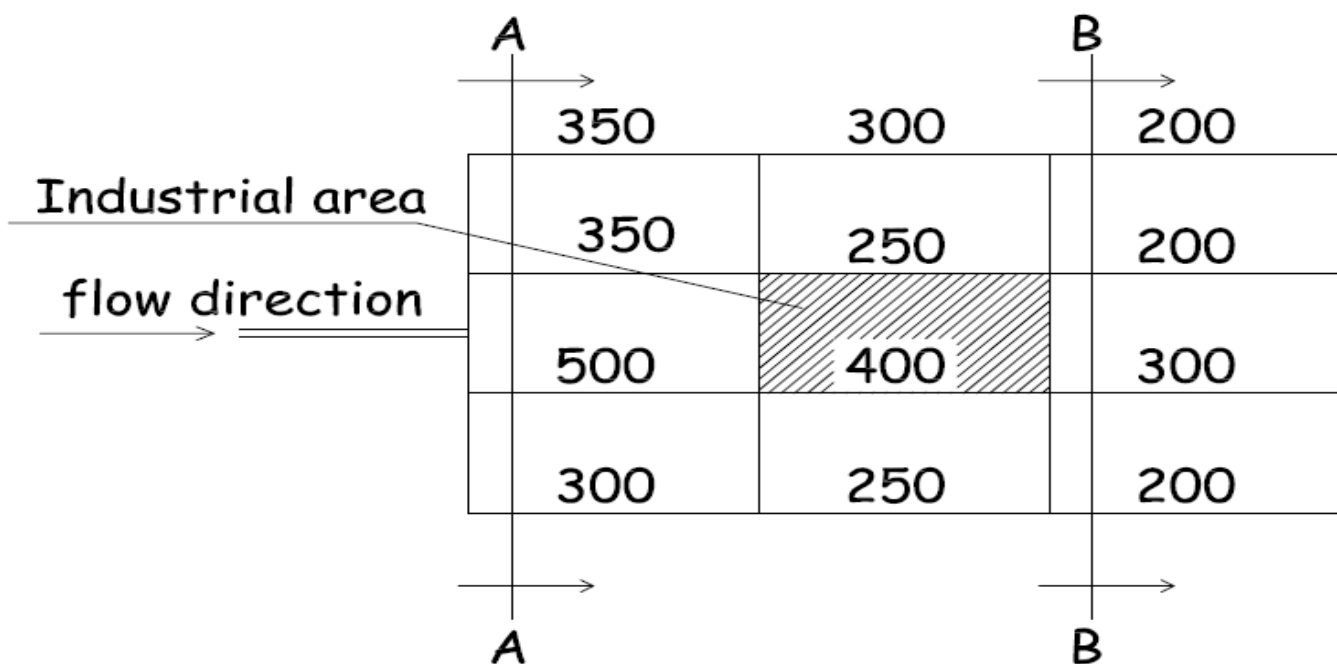
Served pop. by sec A – A 70 % of total pop.

Served pop. by sec B – B 20 % of total pop.

Total pop. = 100,000 capita WC = 200 l/c/d

fire taken from this table :

pop.	10,000	25,000	50,000	100,000	> 200,000
Q_{fire}	20	25	30	40	50



Solution

Sec A – A

1 – Design flow

$$P_s = 0.7 \times 100,000 = 70,000 \text{ capita}$$

$$Q_{av} = 70,000 \times \frac{200}{24 \times 3600} = 162 \text{ l/sec}$$

$$Q_{m.d} = 1.8 \times Q_{av} = 292 \text{ l/sec}$$

$$Q_{m.h} = 2.5 \times Q_{av} = 405 \text{ l/sec}$$

$$Q_{fire} = 40 \text{ l/sec.} \quad \text{from table}$$

$$Q_{design} = \max. \text{ of } (Q_{m.d} + Q_{fire}) \text{ or } (Q_{m.h}) \\ = \max. \text{ of } (292 + 40) \text{ or } (405) = 405 \text{ l/sec.}$$

2 – Actual flow

Assume $S = 2 \text{ ‰}$

pipes $1 \varphi 300 + 2 \varphi 350 + 1 \varphi 500$

Discharge $40 + 2 \times 60 + 160 = 320 \text{ l/sec}$

$$\therefore Q_{actual} = 320 \text{ l/sec}$$

3 – Check

$$\frac{Q_d - Q_{Actual}}{Q_d} = 21 \% > 10 \% \quad \text{do equivalent pipe check}$$

4 – Check equivalent pipe

$$Q_{Actual} = 320 \text{ l/sec}, S = 2 \text{ ‰} \rightarrow \varphi_{eq} = 655 \text{ mm}$$

$$Q_{design} = 405 \text{ l/sec}, \varphi_{eq} = 655 \text{ mm} \rightarrow S_{eq} = 3.1 \text{ ‰} > 3 \text{ ‰}$$

5 – needed changes in network

$$Q_{design} > Q_{Actual} \quad \text{or} \quad S > 3 \text{ ‰}$$

$\therefore$ we need to add pipes

$$\Delta Q = Q_{design} - Q_{Actual} = 405 - 320 = 85 \text{ l/sec}, S = 2 \text{ ‰}$$

from chart (or law)

$$\varphi_{req} = 400 \text{ mm} \quad Q = 87 \text{ l/sec}$$

$\therefore$ we should use an additional pipe of $\varphi = 400 \text{ mm}$

Sec B – B

1 – Design flow

$$P_s = 0.2 \times 100,000 = 20,000 \text{ capita}$$

$$Q_{av} = 20,000 \times \frac{200}{24 \times 3600} = 146.3 \text{ l/sec}$$

$$Q_{m.d} = 1.8 \times Q_{av} = 83 \text{ l/sec}$$

$$Q_{m.h} = 2.5 \times Q_{av} = 115 \text{ l/sec}$$

$$Q_{fire} = 25 \text{ l/sec.} \quad \text{from table}$$

$$Q_{design} = \max. \text{ of } (Q_{m.d} + Q_{fire}) \text{ or } (Q_{m.h}) \\ = \max. \text{ of } (83 + 25) \text{ or } (115) = 115 \text{ l/sec.}$$

2 – Actual flow

Assume $S = 2 \text{ ‰}$

pipes $3 \varnothing 200 + 1 \varnothing 30$

Discharge $3 \times 14 + 41 = 83 \text{ l/sec}$

$$\therefore Q_{actual} = 83 \text{ l/sec}$$

3 – Check

$$\frac{Q_d - Q_{Actual}}{Q_d} = 28 \% > 10 \% \quad \text{do equivalent pipe check}$$

4 – Check equivalent pipe

$$Q_{Actual} = 83 \text{ l/sec}, S = 2\text{‰} \rightarrow \varphi_{eq} = 400 \text{ mm}$$

$$Q_{design} = 115.7 \text{ l/sec}, \varphi_{eq} = 400 \text{ mm} \rightarrow S_{eq} = 3.3 \text{ ‰} > 3\text{‰}$$

5 – needed changes in network

$$Q_{design} > Q_{Actual} \quad \text{or} \quad S > 3 \text{ ‰}$$

$\therefore$ we need to add pipes

$$\Delta Q = Q_{design} - Q_{Actual} = 115.7 - 83 = 32.7 \text{ l/sec}, S = 2 \text{ ‰}$$

from chart (or law)

$$\varphi_{req} = 300 \text{ mm} \quad Q = 40 \text{ l/sec}$$

$\therefore$ we should use an additional pipe of $\varphi = 300 \text{ mm}$

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

Notes on
Sanitary & Environmental Engineering

Part 2
WasteWater Engineering

1-Introduction + Sewer Design

Wastewater Engineering:

احد افرع الهندسة الصحية يهتم بكيفية تجميع مياه المخلفات (المنزلية-الصناعية-التجارية.....) وكيفية نقلها لمحطات المعالجة التي تقوم بتحويلها لمواد غير ضارة على البيئة قبل التخلص منها او إعادة استخدامها وبالتالي فهي تشمل 3 مراحل:

- 1- Wastewater collection (Sewers + Pumping + Raising pipe)
- 2- Treatment of sewage (Primary , Secondary ,Tertiary treatment)
- 3- Disposal or Reuse of treated W.W.

Sources of sewage:

- 1- Domestic (home) waste
- 2- Industrial waste
- 3- Rainfall (storm water)
- 4- Infiltration

Sewage composition:

لا تحتوي مياه الصرف سوى على 0.1 % فقط من المكونات العضوية والغير العضوية (مثل البكتريا والمواد الذائبة والمواد العالقة في المياه) ومع ذلك تشكل هذه النسبة خطورة كبيرة في المياه لذا يجب التخلص منها

Wastewater= 99.9 % water + 0.1 % other constituents

Reasons of construction sewerage system:

- 1- الحفاظ على الصحة العامة من اخطار التلوث والامراض التي تحملها مياه الصرف
- 2- حماية المياه السطحية والمياه الجوفية من التلوث نتيجة لتسرب مياه الصرف اليها
- 3- تقليل التلوث البيئي
- 4- حماية المنشآت والمباني خصوصا الاساسات من مياه الصرف وما تحملها من مواد شديدة الخطورة على الاساسات.

Types of sewerage systems:

1- Combined system

النظام المشترك

- نظام تجمع مشترك لكل من مياه الصرف (المنزلى - الصناعى) مع مياه الأمطار
- يستخدم هذا النظام عندما تكون مياه الأمطار قليلة فتكون شبكة واحدة كافية لاستيعاب كل التصرفات او عندما تكون الشوارع ضيقة وبالتالي يصعب استخدام أكثر من نظام لتجميع المياه
- يتميز هذا النظام بأن مياه الأمطار تعمل على تخفيف تركيز المواد العضوية الموجودة في مياه الصرف (تؤدى الى تقليل الحمل العضوى للمياه)

2- Separate system

النظام المنفصل

- في هذا النظام تستخدم شبكة مواسير لتجميع مياه الصرف وشبكة أخرى لتجميع مياه الأمطار
- يستخدم هذا النظام عندما تكون معدلات الأمطار بكميات كبيرة جدا يمكن الاستفادة بها او عندما تتسع الشوارع لأكثر من نظام للصرف
- يعيبه ان تكلفة انشائه اعلى و كذلك تكلفة المعالجة لمياه الصرف تكون اكبر (نتيجة لزيادة تركيز المواد العضوية)

Planning (patterns) of sewerage systems:

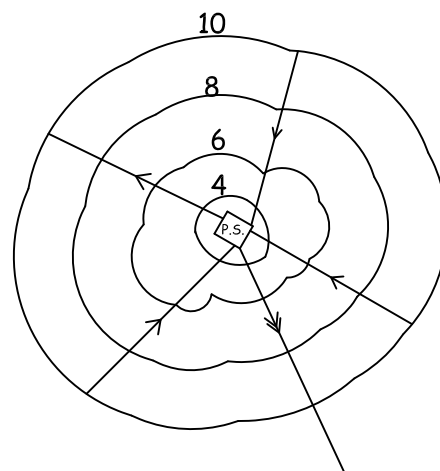
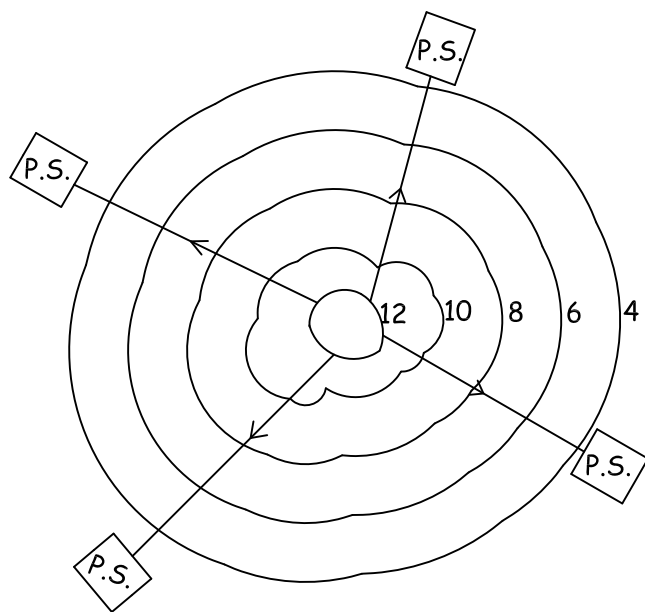
يوجد أكثر من شكل لشبكة الصرف معتمدة بشكل اساسى على طبوغرافية الأرض ومنها :

1- Radial system:

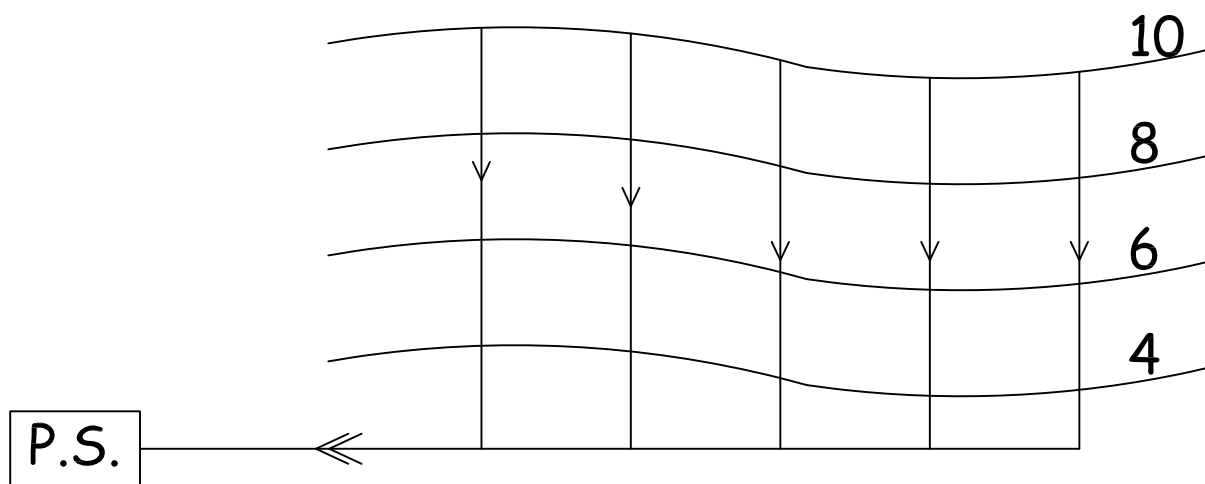
- يستخدم هذا النظام عندما تكون الأرض منحدرية في اتجاه عمودى على خطوط الكنتور التي تكون على شكل شبه دائرى بحيث تكون الأرض تميل في اتجاه واحد (للداخل او للخارج)
- توضع انابيب الصرف مع الميول الطبيعية للأرض وتوضع طلمبات الرفع في المنسوب للمنخفض

2- Horizontal system (interceptor system):

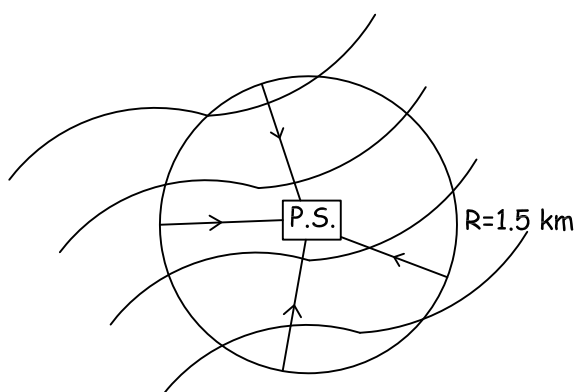
- يستخدم هذا النظام عندما تكون الأرض منحدرية في اتجاه واحد .توضع المواسير في نفس اتجاه الميل وتصب في ماسورة أخرى أكبر منها تنتهى بطلمبة الرفع التي تضخ المياه لمحطة المعالجة من خلال انبوبة الطرد Raising pipe



Radial System



Horizontal System



Flat System

3- Flat system (Zoning system)

في هذه الحالة تكون الأرض لا توجد بها ميول واضحة وانما شبه مستوية لذا تستخدم مجموعة مضخات بجيث تخدم كل مضخة دائرة نصف قطرها حوالى 1.5 كم

Components of sewerage system:

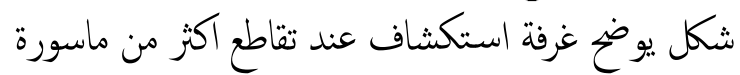
- 1- Sewer pipe lines (lateral → Sewers → Collector → Tunnel → Trunk → Main Trunk)
- 2- Manholes and inspection chambers,
- 3- Sewage pumping stations,
- 4- Sewage raising force main,
- 5- Waste Water treatment plants.

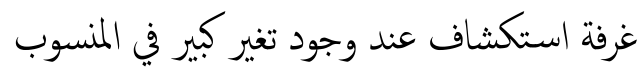
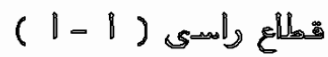
Manholes: المطابق – غرف الاستكشاف

مجموعة غرف تستخدم على طول خطوط الصرف لاجراء عمليات الفحص inspection والتنظيف Cleaning والصيانة Maintance (تستخدم بدلا من الكيعان والصمامات الموجودة في شبكات المياه)

Positions of manholes:

- 1- At sewers intersections
 - 2- At change of sewers direction or diameter or slope or material
 - 3- At max. allowed distance (defined for pipes diameters)
- تأخذ غرف الاستكشاف أكثر من شكل في المسقط الافقى وذلك على حسب العمق والانساع المطلوب لكن اشهر تلك الاشكال المسقط الدائرى خصوصا في الأعماق الكبيرة حيث تكون مقاومة الضغوط أكبر ما يمكن ويمكن ان تتواجد على شكل مستطيل او مربع
 - يجب ان تكون ابعاد الغرفة كافية لنزول عمال الصيانة وفي الأعماق الكبيرة يجب تزويدها بسلم حديدى لهبوط وصعود العمال من خلاله
 - تكون المواشير مكشوفه داخل الغرفة (بعمل تجويف شبه دائرى) حتى يسهل الكشف عن انسداد المواشير
 - عند وجود ماسورتين على عمقين مختلفين يستخدم نوع من الغرف يسمى drop manhole وذلك حتى يصل الماسورة ذات المنسوب الأعلى بالماسورة ذات المنسوب المنخفض (كما في الاشكال الموضحة)





Sewers Design

Sewers Materials:

1- Vitrified clay (V.C)

يتميز الفخار بان له مقاومة عالية جدا للكبريتات لذا فانه يستخدم على نطاق واسع في مواسير الصرف

2- Poly Vinyl Chloride (P.V.C)

3- Cast , Ductile steel

4- Fiber glass

5- Concrete (plain – Reinforced – Pre stressed – Pre cast)

Sewer Discharges:

1- Domestic flow

sewage flow = 80 : 90 % of WC

نلاحظ ان كمية مياه الصرف اقل من متوسط استهلاك المياه لانه ليس كل المياه التي تخرج من محطة المياه تصل لشبكة الصرف وذلك لان جزء من المياه يستخدم في اعمال الري او غسيل الشوارع او يفقد في مواسير المياه نفسها

$$\therefore Q_{av} = (0.8 : 0.9) \times pop. \times WC$$

Peak flow factor:

معامل ساعة الذروة

$$P_f = \max. of \quad \frac{18 + \sqrt{p}}{4 + \sqrt{p}} \quad or \quad \frac{5}{p^{\frac{1}{6}}}$$

$$where \quad p = \frac{pop.}{1000} \quad (population \text{ in thousands})$$

$$\therefore Q_{max} = P_f \times Q_{av}$$

ويفيد هذا التصرف في الحصول على قطر ماسورة التصرف

Min. flow factor:

معامل اقل تصرف

$$P_{min} = 0.2 \times p^{1/6}$$

$$where \quad p = \frac{pop.}{1000} \quad (population \text{ in thousands})$$

$$\therefore Q_{min} = P_{min} \times Q_{av}$$

يستخدم هذا التصرف في عمل Check على اقل سرعة v_{min}

Dry and weather flow:

تستخدم هذه المصطلحات للتعبير عن وجود مياه الامطار او عدم وجودها في شبكة الصرف

Dry weather flow → *sewage flow only*

$$Q_{max. D.W.F} = P_f \times Q_{av} + Q_{inf} \text{ (if found)}$$

$$Q_{min. D.W.F} = P_{min} \times Q_{av}$$

Wet weather flow → *sewage flow + rain flow*

$$Q_{max. W.W.F} = P_f \times Q_{av} + Q_{rain} + Q_{inf} \text{ (if found)}$$

$$Q_{min. W.W.F} = P_{min} \times Q_{av} \text{ (critical case)}$$

Velocity in sewers:

- velocity* > .6 *self cleaning velocity and to prevent settling of solids that may lead to sewer clogging*
- < 1.5 *to prevent sewer erosion*

Gradient of sewers:

تتأثر ميل مواسير الصرف بالتالي:

1- ميل الأرض الطبيعية (لتقليل كميات الحفر والردم بأكثر قدر ممكن)

2- السرعات الدنيا والقصى

3- قطر الماسورة والتصرف التي تحمله

$$S_{min} > \frac{1}{\varphi} \quad , \quad \varphi \text{ is sewer diameter in mm}$$

Sewer Hydraulics:

- تتكون مياه الصرف من 99.9 % من المياه لذا تطبق عليها قوانين هيدروليكا المياه
- يوجد نوعان من مواسير الصرف :

1- مواسير التجميع Collection sewers وهى المواسير التي تجمع المياه من مصادرها (المنازل - المصانع - مياه الأمطار) الى محطة رفع مياه الصرف Sewage pumping وفى هذا النوع تسير المياه تحت

تأثير وزنها فقط لذا تسمى بالمواسير ذات الانحدار - الثقالية Gravity sewers ✓✓

2- النوع الثانى هو المواسير التي تستخدم لنقل المياه من محطة الرفع الى محطة المعالجة وتسمى raising pipe وفيه تسير المياه تحت ضغط المضخة (مثل مواسير شبكة المياه)

- لا تملأ المياه مواسير التجميع اى انها تملئ المواسير جزئيا فتسمى Partially full or open channel flow وذلك للأسباب التالية:

1- اختلاف التصريفات على مدار اليوم وبالتالي صعوبة ان تملأ التصريفات المواسير بكامل العمق على مدار اليوم

2- لتسهيل اعمال الكشف على المواسير وصيانتها

3- لمنع التفاعلات اللاهوائية Anaerobic reactions التي تسبب مشاكل كبيرة للمواسير والصحة العامة.

- تستخدم معادلة ماننج Manning equation في تصميم مواسير الصرف

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

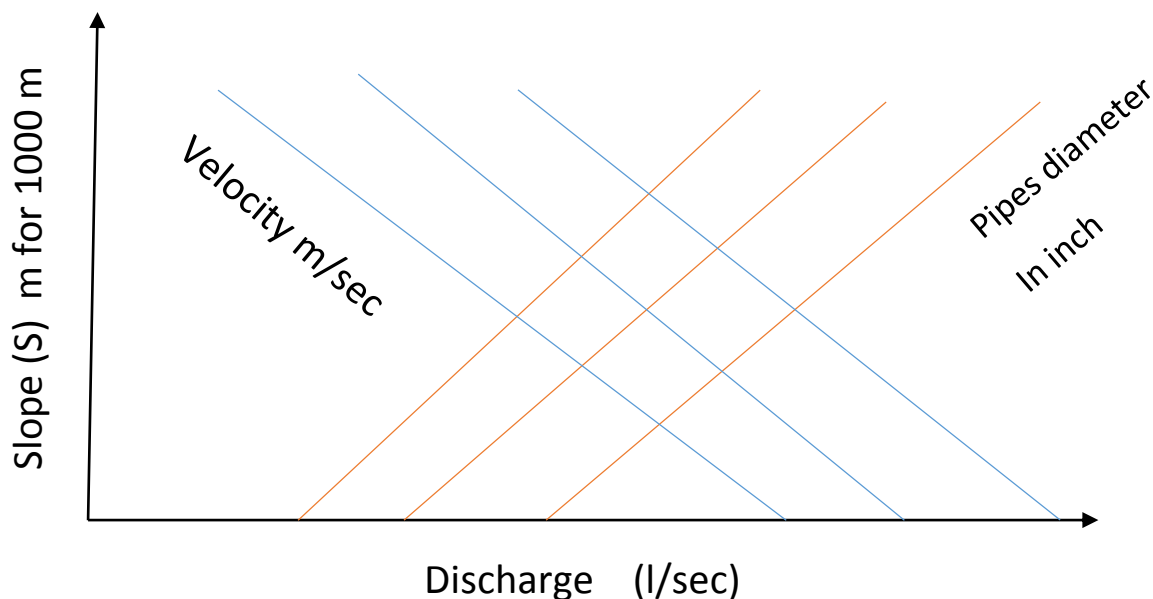
v sewage velocity (m/sec)

n manning coefficient (.01 : .017)

R hydraulic radius and equals $\frac{\text{wetted area}}{\text{wetted perimeter}} = \frac{A_{\text{wetted}}}{P_{\text{wetted}}}$

S hydraulic gradient of sewer $\left(\frac{h(m)}{l(m)} \right)$

لاستخدام هذه المعادلة في التصميم تم عمل Chart لها مثل الخاصة بتصميم المياه مع بعض الاختلافات البسيطة



الوحدات المستخدمة في هذا المنحنى :

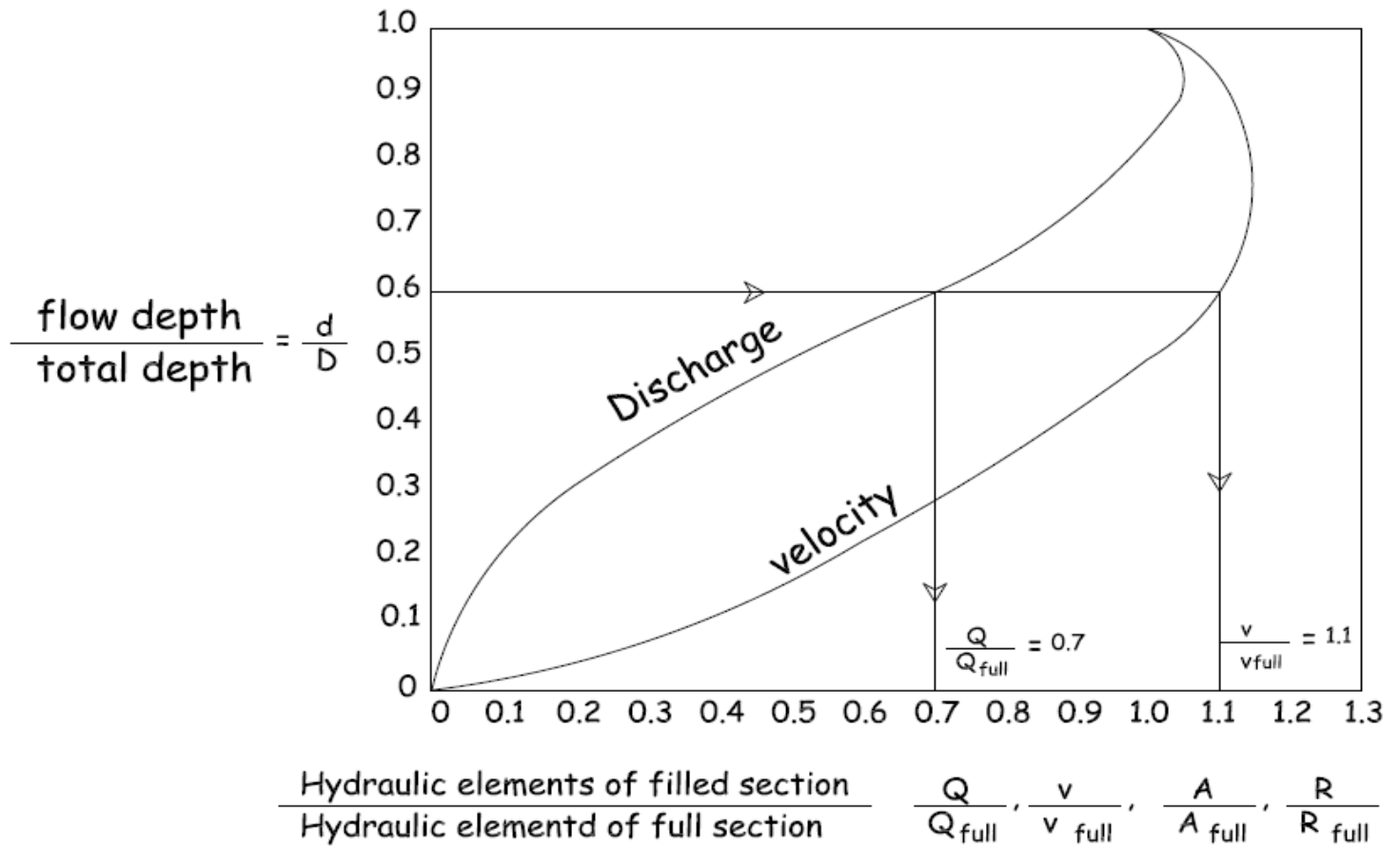
Discharge	litre/sec	&	slope	$\frac{m}{m} \times 10^{-3} = \checkmark$	%o
velocity	m/sec	&	pipes diameter	in inch (inch = 25 mm)	

- تتواجد هنا مشكلة وهى ان المواسير Partially full اى ان عمق المياه فيها d يكون دائما اقل من قطر المسورة D وبالتالي فخصائص القطاع تتغير باستمرار

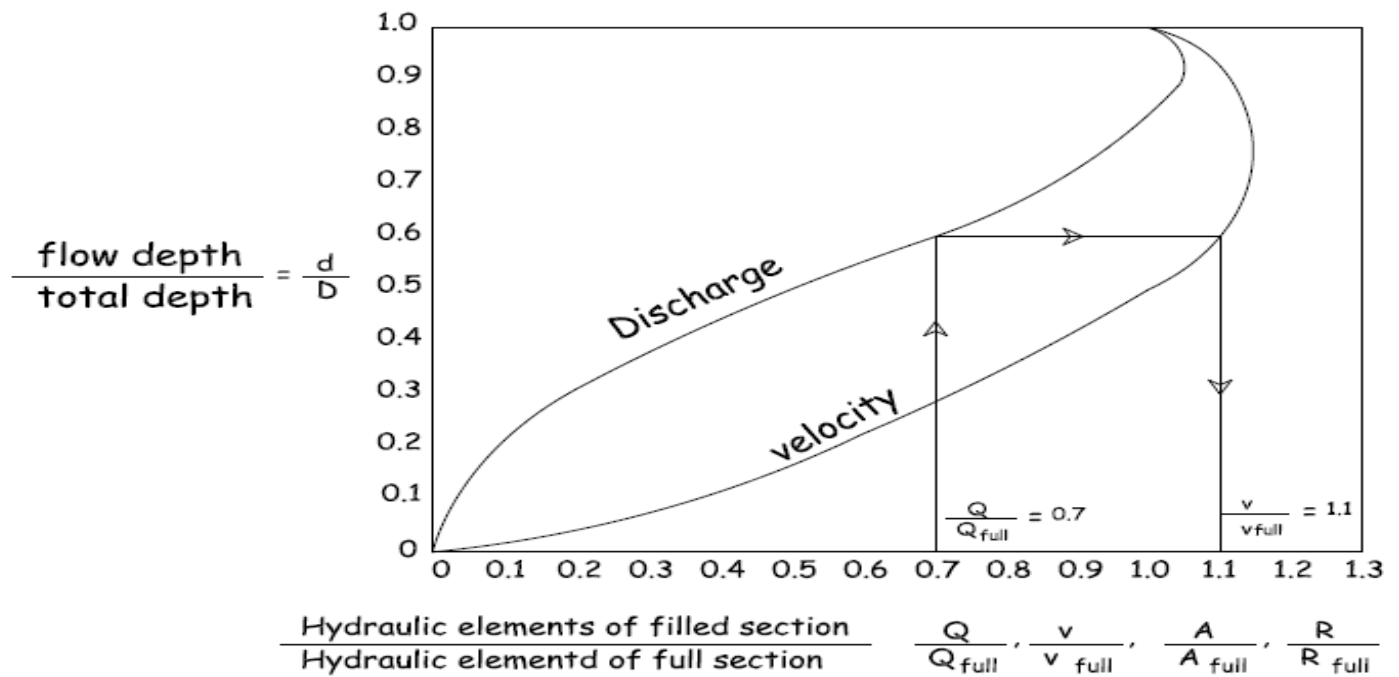
- لذلك القيم الموجودة في المنحنى السابق تكون والقطاع ممتلى full اى يكون Q_{full} و V_{full}

ولتحويل قيم السرعات والتصرفات من المملوءة جزئيا الى التصرف والقطاع مملوء تماما تم عمل منحنى اخر باستخدام معادلات الهيدروليكا بحيث عند نسبة عمق نسبى معين d/D يمكن مباشرة إيجاد النسبة بين $\frac{v_{act}}{v_{full}}$ & $\frac{Q_{act}}{Q_{full}}$ دون الحاجة لاستخدام الحسابات المعقدة في حساب المحيط والمساحة للقطاعات المغمورة جزئيا

لاحظ انه عند كل عمق نسبى معين $\frac{d}{D}$ توجد قيمة وحيدة ل $\frac{v}{v_{full}}$ & $\frac{Q}{Q_{full}}$



في حالة معرفة نسبة ل $\frac{Q_{act}}{Q_{full}}$ ومطلوب معرفة $\frac{v_{act}}{v_{full}}$ لاحظ اننا نتحرك لاعلى حتى نصل للمنحنى ومنه افقيا
حتى المنحنى الاخر ثم نتحرك لاسفل لنجد القيمة المطلوبة



Summary:

If given Q and v at $\frac{d}{D} = \checkmark$

use hydraulic sections chart to get $\frac{Q_{act}}{Q_{full}} \rightarrow Q_{full} = \checkmark\checkmark$

use hydraulic sections chart to get $\frac{v_{act}}{v_{full}} \rightarrow v_{full} = \checkmark\checkmark$

use manning equation chart to get $S = \checkmark \text{‰}$ & $\phi = \checkmark \text{ inch}$

Example 1

A circular sewer carries flow of 200 l/sec when running 3/4 full with slope .002 . find diameter of sewer and velocity of flow

Solution

1 – Getting full flow

$$\frac{d}{D} = .75 \text{ from chart 1} \rightarrow \frac{Q}{Q_{full}} = 0.92 \text{ \& } \frac{v}{v_{full}} = 1.15$$

$$\therefore Q_{full} = \frac{200}{.92} = 217.4 \text{ l/sec}$$

2 – Getting diameter and full velocity

$$Q_{full} = 217.4 \text{ \& } S = 2 \text{‰}$$

$$\text{from chart 2 } \phi = 24 \text{ in \& } v_{full} = 0.85 \text{ m/sec}$$

3 – Actual velocity

$$\frac{v}{v_{full}} = 1.15 \rightarrow v = .85 \times 1.15 = .978 \text{ m/sec} < 1.5$$

Example 2

A sewer carry flow = 600 l/sec $\frac{3}{4}$ full at max W.W.F and 150 l/sec at min D.W.F .
Determine the diameter and minimum slope. Then get velocity and depth of sewage flow at max W.W.F and min D.W.F

Solution

1 – Getting full flow and full velocity

$$\frac{d}{D} = .75 \text{ from chart 1} \rightarrow \frac{Q_{max}}{Q_{full}} = 0.92 \text{ \& } \frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.15$$

$$\therefore Q_{full} = \frac{600}{.92} = 652 \text{ l/sec}$$

$$\frac{Q_{min}}{Q_{full}} = \frac{150}{652} = .23 \text{ from chart 1} \quad \frac{d}{D} = .33 \text{ \& } \frac{v_{min}}{v_{full}} = .75$$

$$\text{Assume } v_{min} = .6 \text{ m/sec} \rightarrow v_{full} = .8 \text{ m/sec}$$

2 – Getting diameter and min. slope

$$Q_{full} = 652 \text{ l/sec} \quad \& \quad v_{full} = .8 \text{ m/sec}$$

$$\text{from chart 2} \quad \varphi = 39 \text{ in (975 mm)} \quad \& \quad S_{min} = 1.1 \%0 > \frac{1}{975} = 1.02 \%0$$

$$v_{full} = .85 \text{ m/sec}$$

3 – Getting velocity at max. and min. flow

$$\frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.15 \rightarrow v_{max.} = 1.15 \times .85 = .98 \text{ m/sec}$$

$$\frac{v_{min}}{v_{full}} = .75 \rightarrow v_{min} = .75 \times .85 = .64 > .6 \text{ o.k.}$$

4 – Getting flow depth at max. and min. flow

$$\text{at max. flow} \quad \frac{d}{D} = .75 \rightarrow d = .75 \times 975 = 731.25 \text{ mm}$$

$$\text{at min. flow} \quad \frac{d}{D} = .33 \rightarrow d = .33 \times 975 = 321.75 \text{ mm}$$

Example 3

Design a sewer to serve community of pop. = 60,000 capita and W.C = 200 l/c/d

If ground slope is 0.3 % and check velocity at max. and min flow

Solution

1 – Getting peak flow and min. flow

Assume sewage flow = 0.8 WC = .8 x 200 = 160 l/c/d

$$Q_{av} = \frac{60,000 \times 160}{24 \times 60 \times 60} = 111 \text{ l/sec}$$

$$P_f = \text{max. of } \frac{18 + \sqrt{p}}{4 + \sqrt{p}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{60,000}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{60,000}{1000}}} = 2.19 \quad \text{or} \quad \frac{5}{p^{\frac{1}{6}}} = \frac{5}{60^{1/6}} = 2.53 \quad \checkmark \checkmark$$

$$\therefore Q_{max} = P_f \times Q_{av} = 111 \times 2.53 = 280.3 \text{ l/sec}$$

$$P_{min} = 0.2 \times p^{1/6} = 0.2 \times 60^{1/6} = .396$$

$$\therefore Q_{min} = P_{min} \times Q_{av} = .396 \times 111 = 44 \text{ l/sec}$$

2 – Getting full flow

$$\text{Assume } \frac{d}{D} = .67 \text{ from chart 1} \rightarrow \frac{Q_{max}}{Q_{full}} = 0.8 \quad \& \quad \frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.14$$

$$\frac{Q_{max}}{Q_{full}} = 0.8 \rightarrow Q_{full} = \frac{280.3}{.8} = 350 \text{ l/sec}$$

3 – Getting diameter and full velocity

$$Q_{full} = 350 \text{ l/sec} \quad \& \quad S = .3 \% = 3 \text{ ‰}$$

$$\text{from chart 2 } \varphi = 26 \text{ in} \quad \& \quad v_{full} = 1.1 \text{ m/sec} \quad \& \quad Q_{full_{act}} = 400 \text{ l/sec}$$

4 – Check max. and min. velocities

$$\frac{Q_{max}}{Q_{full}} = \frac{280.3}{400} = .7 \rightarrow \text{from chart 1} \rightarrow \frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.11$$

$$v_{max} = 1.11 \times 1.1 = 1.22 < 1.5 \text{ o.k.}$$

$$\frac{Q_{min}}{Q_{full}} = \frac{44}{400} = .11 \rightarrow \text{from chart 1} \rightarrow \frac{v_{min}}{v_{full}} = .56$$

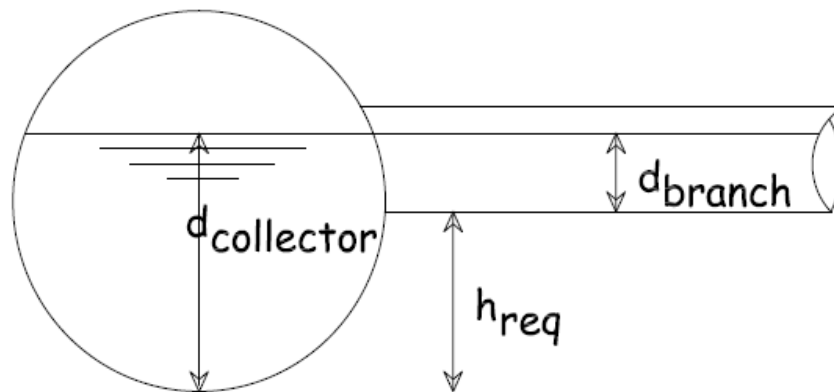
$$v_{min} = .56 \times 1.1 = .616 > .6 \text{ o.k.}$$

Example 4

A main sewage collector (48 in) in diameter has a slope of .0009 carries max flow =800 l/sec .A branch sewer of diameter 24 in and slope of 0.2 % with min velocity=0.5 m/sec. find min height between invert level of the collector and the branch so that sewage entre from branch to collector without any backing at the branch

Solution

فكرة المسألة هي انه توجد ماسورتين متلاقيتين احدهما رئيسية والأخرى فرعية تصب فيها مطلوب اقل ارتفاع بين الماسورتين بحيث انه لا يحدث اى رجوع للمياه داخل الماسورة الفرعية. هذا الارتفاع هو عبارة عن الفرق بين عمقى المياه في الماسورتين اى المطلوب هو إيجاد عمق المياه في كل ماسورة



1 – for collector

$$\phi = 48 \text{ in} \ \& \ S = .0009 = .9 \%0 \rightarrow \text{chart 2} \rightarrow Q_{full} = 1200 \text{ l/sec}$$

$$\therefore \frac{Q_{max}}{Q_{full}} = \frac{800}{1200} = .67 \rightarrow \text{chart 1} \rightarrow \frac{d}{D} = .58 \rightarrow d_{coll} = .58 \times 48 = 27.84 \text{ in}$$

2 – for branch

$$\phi = 24 \text{ in} \ \& \ S = .2 \% = 2 \%0 \rightarrow \text{chart 2} \rightarrow v_{full} = 0.85 \text{ m/sec}$$

$$\therefore \frac{v_{min}}{v_{full}} = \frac{0.5}{0.85} = .59 \rightarrow \text{chart 1} \rightarrow \frac{d}{D} = .24 \rightarrow d_{branch} = .24 \times 24 = 5.76 \text{ in}$$

Required height

$$h_{req} = d_{coll} - d_{branch} = 27.84 - 5.76 = 22.08 \text{ in}$$

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

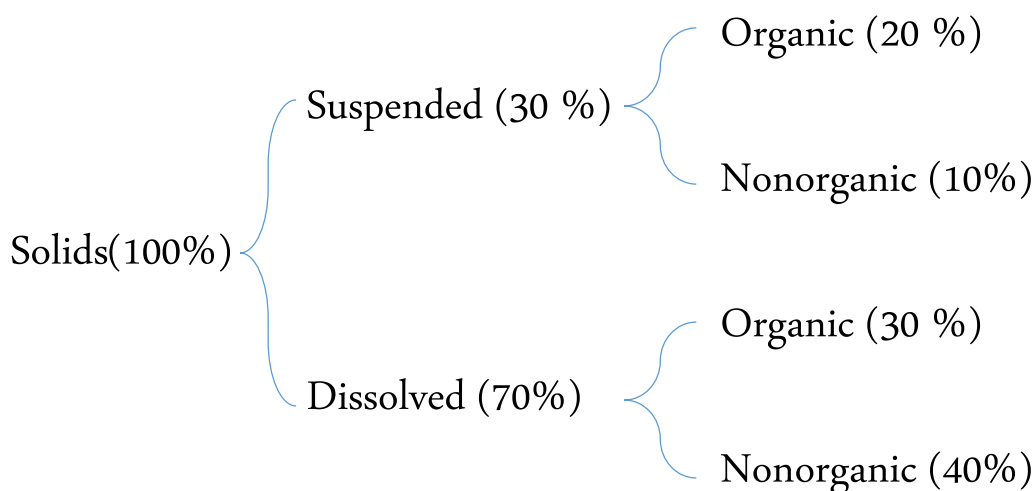
Notes on
Sanitary & Environmental Engineering

Part 2
WasteWater Engineering

2-Primary Treatment

WasteWater Characteristics:

على الرغم من ان كميات المواد الموجودة في مياه الصرف لا تتعدى 0.1 % الا انها تمثل خطورة كبيرة لاحتوائها على مواد صلبة ضارة تكون ذائبة Dissolved او معلقة Suspended وكائنات دقيقة Microorganisms and bacteria



Types of treatment:

يختلف نوع المعالجة بمدى جودة المياه المطلوبة وهل سيتم استعمالها او سيتم التخلص منها وتنقسم الى :

1- Primary Treatment (Physical Treatment):

في هذا النوع من المعالجة يكون الاعتماد الاساسى على الخصائص الطبيعية والفيزيائية للشوائب الموجودة في مياه الصرف مثل الوزن والحجم وتستخدم بشكل اساسى في جميع أنواع المعالجة كمرحلة أولى اذا استخدم نوع معالجة اضافى.

2- Biological Treatment (Secondary Treatment):

تعتمد طريقة المعالجة البيولوجية او الثانوية على التخلص من المواد العضوية المتبقية في الماء بعد المعالجة الأولية وذلك عن طريق البكتريا الهوائية التي تتفاعل مع المواد العضوية منتجة مواد يسهل ترسيبها. تتكون غالبا من مجموعة احواض للتهوية تسمح بنشاط البكتريا الهوائية يتبعها احواض للترسيب النهائي تعمل على ترسيب المواد الناتجة من تفاعلات البكتريا.

3- Tertiary Treatment:

احد الطرق الإضافية التي قد تستعمل لتحسين خصائص المياه بدرجة يمكن إعادة استخدامها مرة أخرى في بعض المجالات مثل الري . هذه الطرق قد تكون كيميائية او بيولوجية

تستخدم في هذه الأنواع مجموعة مرشحات سريعة مثل مرشحات المياه أو مرشحات تعمل تحت ضغط وقد يستخدم الكربون النشط في أعمال المعالجة . كذلك قد يضاف الكلور للقضاء على بقايا البكتريا الموجودة في الماء.

4- Advanced Treatment:

يستخدم هذا النوع من المعالجة في حالة اذا كان مطلوب استخدام المياه في أعمال الشرب مما يتطلب تكنولوجيا اعلى تسمى بتقنية التناضح العكسي

Primary Treatment

Purpose of primary treatment:

- 1- Remove large and big floating materials
- 2- Remove of 50 % of suspended solids and 30% of Organic load (BOD)
- 3- Remove of sand , Gravel , Silt.....
- 4- Remove of Oil and Grease الشحوم

Primary Treatment Components:

1- Deceleration Chamber:

غرفة التهدئة تكون اول غرفة في محطة المعالجة تعمل على تهدئة المياه القادمة من مواسير الصرف وتقليل سرعتها بحيث لا تمرر العوالق من تجاوز شبكة الحجز.

2- Approach Channel:

تنقل المياه من غرفة التهدئة الى المصافي بسرعة مناسبة كذلك تعمل على تعريض المياه للهواء لمنع التفاعلات اللاهوائية

3- Screen

تستخدم المصافي لحجز المواد الكبيرة الحجم مثل الورق او الخشب حتى تسهل عملية المعالجة وتحمي المعدات الميكانيكية من هذا المخلفات التي تسبب مشاكل كبيرة للمعدات اذا وصلت اليها

4- Skimming / Floating Tank

هذا النوع من الاحواض يستخدم لإزالة الزيوت و الشحوم التي قد تتواجد في المياه. تستعمل بشكل رئيسي في الأماكن التي تنتج زيوت او شحوم بكميات كبيرة مثل المطاعم- المصانع- محطات البنزين ولذلك فهي يندر وجودها في محطات المعالجة لانها تتواجد بشكل اساسي في الأماكن السابقة.

5- Comminutors

جهاز التقطيع اللفاف

يستخدم لتفتيت المواد الطافية الصلبة وشبه الصلبة الموجودة في الماء التي تمر من المصافي . الجهاز عبارة عن أسطوانة توضع في مجرى المياه بحيث تمر المياه كلها منها.

6- Grit Removal Chamber:

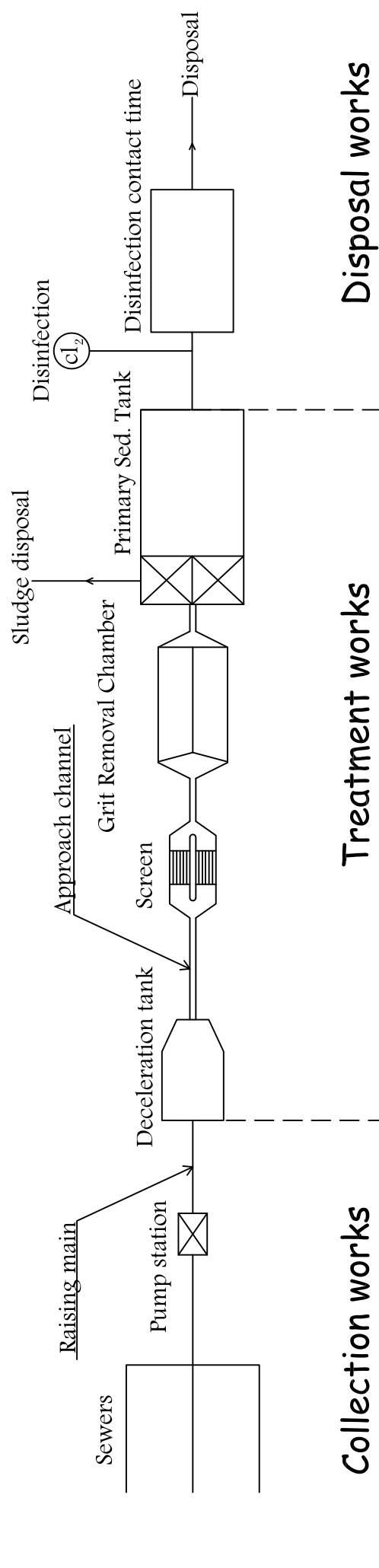
تستخدم هذه الغرفة لإزالة الحبيبات كبيرة الحجم مثل الرمل او الزلط لتسهيل عمليات المعالجة التالية وحماية المعدات والأجهزة من هذا المواد التي تسبب مشاكل في تشغيلها وحتى يمكن التخلص منها.

7- Pre aeration Tanks

تستخدم احواض التهوية أحيانا في المحطات عندما تكون خطوط المواسير طويلة لدرجة حدوث تفاعلات لا هوائية اثناء نقل المياه لمحطات الصرف وذلك حتى تعمل على اذابة كمية أكبر من الهواء وتقلل من التفاعلات اللاهوائية.

8- Primary Sedimentation Tanks:

مجموعة خزانات شبيهة بتلك المستخدمة في اعمال معالجة المياه تستخدم لنفس الأغراض وهو ترسيب المواد العالقة في الماء وتكون شروط تشغيل الحوض S.L.R & H.L.W & HZ velocity مشابهة لتلك المستخدمة في المياه وكذلك الأنواع المستخدمة واشكال الاحواض المختلفة



Flow line diagram in primary W.W.T.P

Deceleration tank

Purpose:

Decreasing sewage velocity to prevent floating materials to pass the screen

Design Data:

- * $Q_d = 1.5 Q_{av} = 1.5 \times pop \times S.F.$
 - * $D.T = 1 : 3 \text{ min}$
 - * $Capacity = Q_d \times D.T = b.l.d$
 $l = 3b, d = 1:1.5 m$
-

Approach channel

Purpose:

Transmitting sewage with suitable velocities to the screen and allow to aerate the sewage to prevent anaerobic reactions

Design Data:

- * $Q_d = 1.5 Q_{av}$
- * $velocity = 0.6 : 1.5 \text{ m/sec}$
- * $A = \frac{Q_d}{v} = b.d$
- * $b = 2d \text{ (best hydraulic section)}$

- تستخدم المصافي لحجز المواد كبيرة الحجم (مثل الخشب - الورق) وذلك لتحسين عمليات المعالجة التالية وحماية المعدات والطمبات (تستعمل في محطات المعالجة وعند مضخات الرفع)
- المصافي عبارة عن مجموعة من القضبان الحديدية (دائرية الشكل او مستطيلة) تعمل على حجز تلك المواد وتنقسم من حيث اتساع الفتحات الى نوعين Coarse Screen and Fine Screen ويختلفا في عرض الفتحات وبالتالي كميات المواد التي تحجزها كل منهما
- بالنسبة لتنظيف الشبكات يوجد نوعان احدهما يدويا (عن طريق عامل يستخدم أداة لسحب العوالق باستمرار) او ميكانيكيا (عن طريق سير يتحرك ليحمل العوالق) وتترك العوالق لتصفى ما بها من ماء ثم تجمع للتخلص منها
- **كيفية التخلص من المواد التي تحجزها المصافي:**

يجب التخلص من تلك المواد لاحتوائها على مواد ذات ضرر كبير لذا يتم التخلص منها بأحد هذه الطرق:

2- وضعها في خنادق تحت الأرض و تغطيتها بالرمال والأتربة

3- استخدامها في ردم الأماكن المنخفضة البعيدة عن الحيز العمراني

Design Data:

- * $Q_d = 1.5 Q_{av}$
- * number of screens ≥ 2
- * bars used circular of $\phi = 1.5 : 3 \text{ cm}$
rec.of $(1:2 \text{ cm}) \times (2:6 \text{ cm})$
- * spacing between bars $2.5 : 5.0 \text{ cm}$ fine screen
 $2.5 : 7.5 \text{ cm}$ coarse screen
- * Sloping angle on hz (θ) = $45 : 60$
- * depth of water = depth in approaching channel = d
- * $n_{bars} = n_{spacings} + 1$
- * $b = n_{bars} \times \phi + n_{spacings} \times \text{spacing}$

$$\text{net inclined area} = 2 A_{\text{approach channel}} = n_{\text{spacing}} \cdot \text{spacing} \cdot l$$

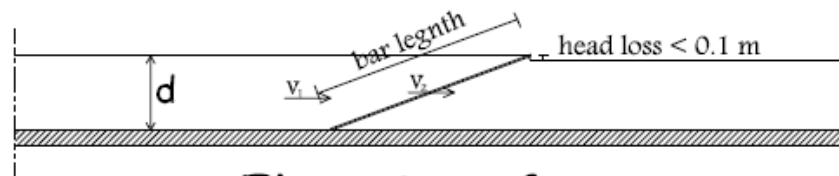
$$l = d / \sin \theta$$

Check:

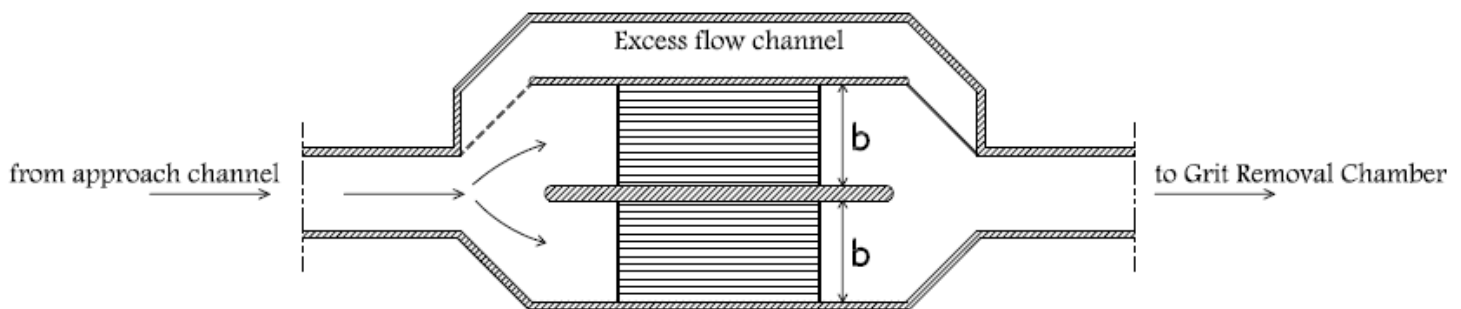
$$* \text{ velocity just before the screen} = v_1 = \frac{Q_d(\text{m}^3/\text{sec})}{n_{\text{screens}} \cdot b \cdot d} \geq 0.6 \text{ m/sec.}$$

$$* \text{ velocity through the screen} = v_2 = \frac{Q_d(\text{m}^3/\text{sec})}{n_{\text{screens}} \cdot (n_{\text{spacings}} \cdot \text{Spacing}) \cdot d} \leq 1.5 \text{ m/sec}$$

$$\text{head losses} = \Delta h = 1.4 \times \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \leq 0.1 \text{ m}$$



Elevation of screen



Plan of screen

Example 1

It's required to design Deceleration tank and screen for W.W.T.P of hourly flow = 5000 m^3

Solution

Deceleration tank:

Let $D.T = 2 \text{ min}$

$$C = Q \times D.T = \frac{5000}{60} \times 2 = 166.67 \text{ m}^3$$

$$\text{Let } d = 1.0 \text{ m} \rightarrow A = 166.67 \text{ m}^2$$

$$\text{but } l = 3b$$

$$\text{so } 3b^2 = 166.67$$

$$d = 7.5 \text{ m} \quad \text{and} \quad b = 22.5 \text{ m}$$

Approach channel

$$\text{Let } v = 1.2 \text{ m/sec}$$

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{5000/60 \times 60}{1.2} = 1.16 \text{ m}^2$$

$$A = b.d = (2d).d = 2d^2 = 1.16 \quad \text{best hydraulic section}$$

$$d = 0.8 \text{ m} \quad \text{and} \quad b = 1.6 \text{ m}$$

Screen:

$$\text{Let } \phi = 1.5 \text{ cm}, \text{ Spacing} = 5 \text{ cm}, \theta = 45^\circ$$

$$d = .8 \text{ m} \text{ (depth in approach channel)}$$

$$l = \frac{d}{\sin \theta} = 1.13 \text{ m}$$

$$\text{Assume net area} = 2 \text{ area of channel} = 2 \times .8 \times 1.6 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$\therefore l.S.n_{sp} = 2.56 \rightarrow 1.13 \times .05 \times n_{sp} = 2.56 \rightarrow n_{sp} = 46 \text{ space}$$

$$\text{Assume using 2 screens} \rightarrow n_{sp} = 23 \text{ spacing}$$

$$n_{bars} = n_{sp} + 1 = 24 \text{ spacing}$$

$$b = n_{bars} \times \phi + n_{sp} \times \text{spacing} = 24 \times 1.5 + 23 \times 5 = 151 \text{ cm}$$

Check

$$1- \quad v_1 = \frac{Q}{n_{sc}.b.d} = \frac{5000/60 \times 60}{2 \times 1.51 \times 0.8} = 0.57 < .6 \text{ m/sec}$$

decrease b to increase velocity

$$\text{take 20 spacing of } S = 5 \text{ cm} \rightarrow 21 \text{ bars of } \phi = 1.5 \text{ cm}$$

$$b = 21 \times 1.5 + 20 \times 5 = 131.5 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{Q}{n_{sc}.b.d} = \frac{5000/60 \times 60}{2 \times 1.315 \times 0.8} = 0.66 > .6 \text{ m/sec}$$

$$2- \quad v_2 = \frac{Q}{n_{sc}.(n_{sp}.S).d} = \frac{5000/60 \times 60}{2 \times (20 \times .05) \times 0.8} = 0.89 < 1.5 \text{ m/sec}$$

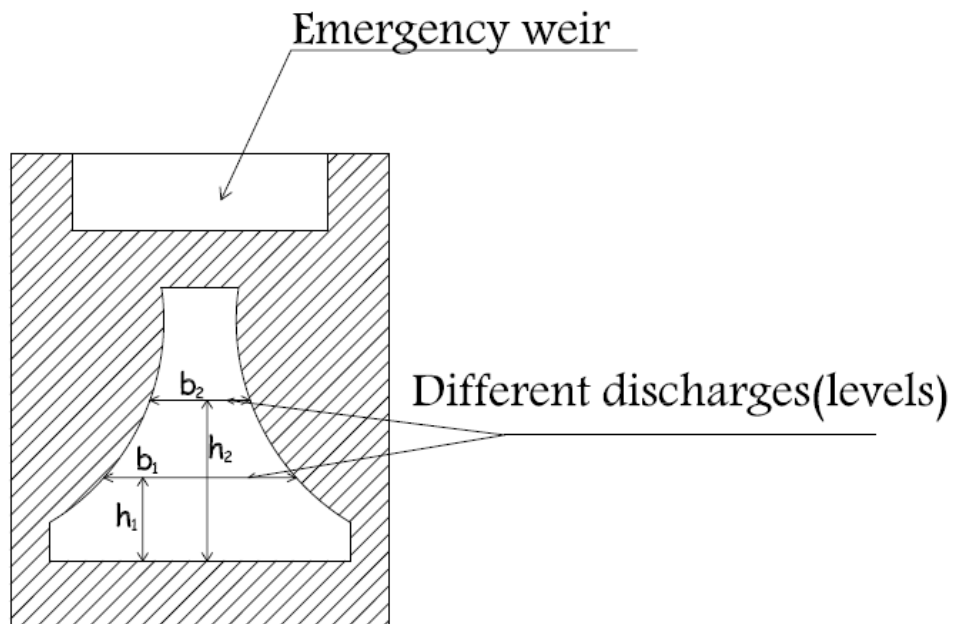
$$3- \quad \Delta h = 1.4 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} = .02 \text{ m} < .1 \text{ m o.k}$$

Grit Removal chamber

Purpose:

Remove sand, gravel and any other material with specific gravity bigger than organic matters

ينشأ هذا الحوض بشكل اساسى لترسيب الرمال دون المواد العضوية وذلك لاختلاف طرق التخلص من كل منهما حيث انها تسمح بترسيب المواد التي لها قطر أكبر من 0.2 مم فقط ولهذا الغرض يجب ان تظل السرعة ثابتة (0.25 : 0.35 م/ث) في الحوض مع اختلاف التصريف وللحصول على ذلك فان الحوض يزود بهدار على الخروج يسمى Proportional flow weir وهو عبارة عن هدار عريض من الأسفل ويقل عرضه مع زيادة الارتفاع



Proportional flow weir

Design data:

- * $Q_d = 1.5 Q_{av}$
- * *number of tanks ≥ 2 (for cleaning and emergency cases)*
- * $D.T = 1 \text{ min} \rightarrow C = Q_d \times D.T$
- * $S.L.R = 1200 : 1500 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$
- * $S.L.R = \frac{Q_d}{S.A} \rightarrow S.A = n.l.b = \checkmark\checkmark$
- * $d = \frac{C}{S.A} = \checkmark\checkmark$

to obtain constant velocity $v_{hz} = \frac{l}{D.T} = 0.25 : 0.35 \cong 0.3 \rightarrow l = \checkmark\checkmark$

* Assume $n \rightarrow$ get b

Example

Design Grit removal chamber for a W.W.T.P with hourly flow equals $3000 \text{ m}^3/\text{hr}$

Solution

let $D.T = 1 \text{ min}$

$$C = Q \times D.T = \frac{3000}{60} \times 1 = 50 \text{ m}^3$$

Assume $S.L.R = 1500 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

$$S.L.R = \frac{Q_d}{S.A} \rightarrow 1500 = \frac{3000 \times 24}{S.A} \rightarrow S.A = 48 \text{ m}^2$$

$$\therefore d = \frac{C}{S.A} = \frac{50}{48} = 1.05 \text{ m}$$

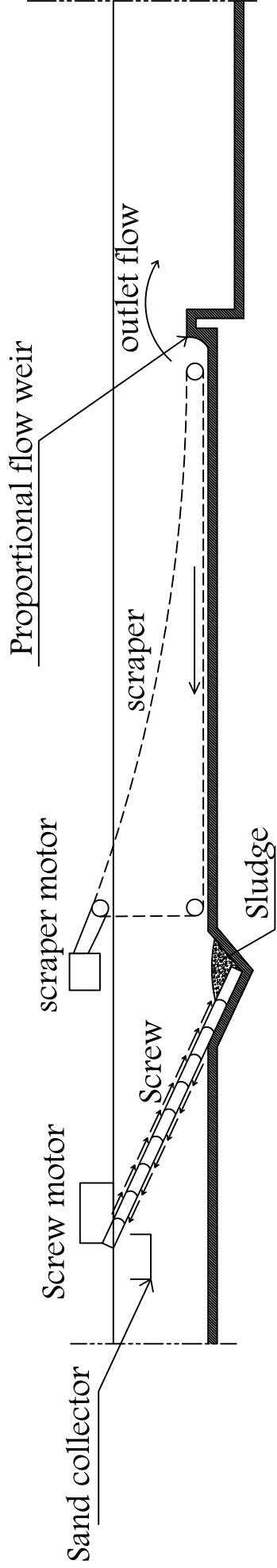
Assume $v_{hz} = .3 \text{ m/sec}$

$$v_{hz} = \frac{l}{D.T} \rightarrow l = v_{hz} \left(\frac{\text{m}}{\text{sec}} \right) \times D.T(\text{sec}) = 0.3 \times (1 \times 60) = 18 \text{ m}$$

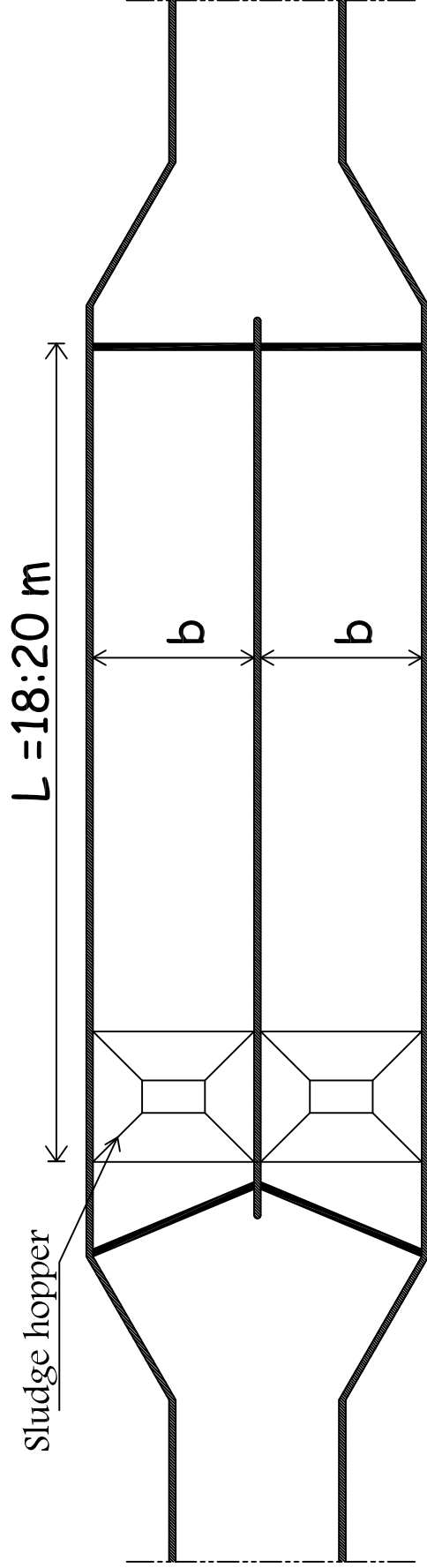
$$S.A = n.b.l = 48 \text{ m}^2$$

Assume $n = 2$

$$n.b.l = 2 \times b \times 18 = 48 \rightarrow b = 1.35 \text{ m}$$



Elevation view



Plan view

Grit removal Chamber

Primary Sedimentation tank

Purpose:

- 1- Remove 50 % of suspended solids
- 2- Remove 30 % of organic load (BOD)

- حوض الترسيب الأولى او الابتدائي عبارة عن حوض ترسيب يستخدم لترسيب المواد العالقة في الماء والمواد الذائبة وهو شبيه بحوض الترسيب المستخدم في محطات تنقية المياه ويضاف اليه كاسحة لإزالة المواد الطافية على السطح
- قد يستخدم حوض الترسيب الأولى كمرحلة نهائية في معالجة الصرف (اي لا يتبع باعمال معالجة أخرى) او يستخدم كمرحلة أولى في اعمال المعالجة حيث يتبعه معالجة ثانوية Biological Treatment وعلى هذا الأساس يختلف زمن بقاء المياه في الحوض فيزيد في حالة الاكتفاء بالمعالجة الأولية ويقل في حالة وجود المعالجة الثانوية

Design Data:

$$\begin{aligned} * D.T &= 1.5 : 2.5 \text{ hr} && \text{if followed by secondary treatment} \\ &= 2 : 4 \text{ hr} && \text{if not followed by any treatment} \end{aligned}$$

$$* Q_d = 1.5 Q_{av}$$

$$* n \geq 2$$

$$* S.L.R = \frac{Q}{S.A} = 25 : 40 \quad m^3/m^2/d$$

$$* H.L.W = \frac{Q}{l_w} = 200 \quad m^3/m'/d$$

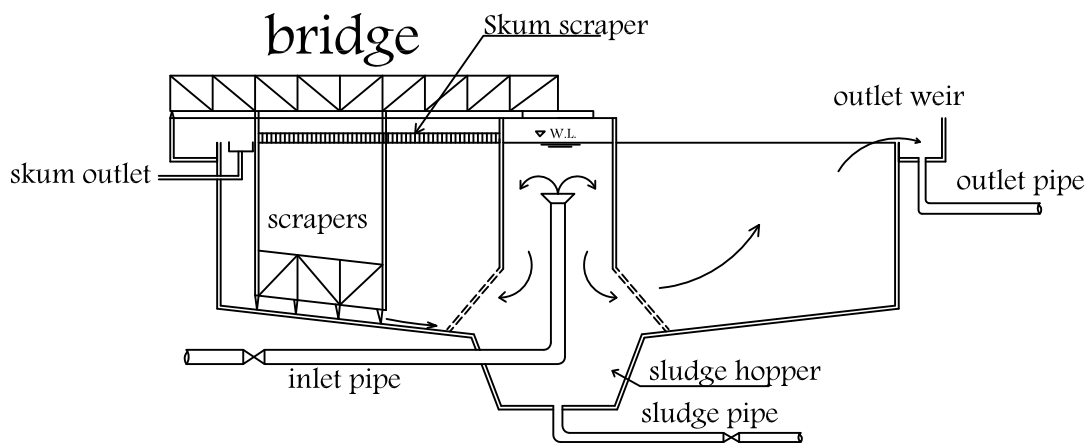
$$* v_{hz} = \frac{Q}{X.A} \leq 0.3 \text{ m/min}$$

Dimentions:

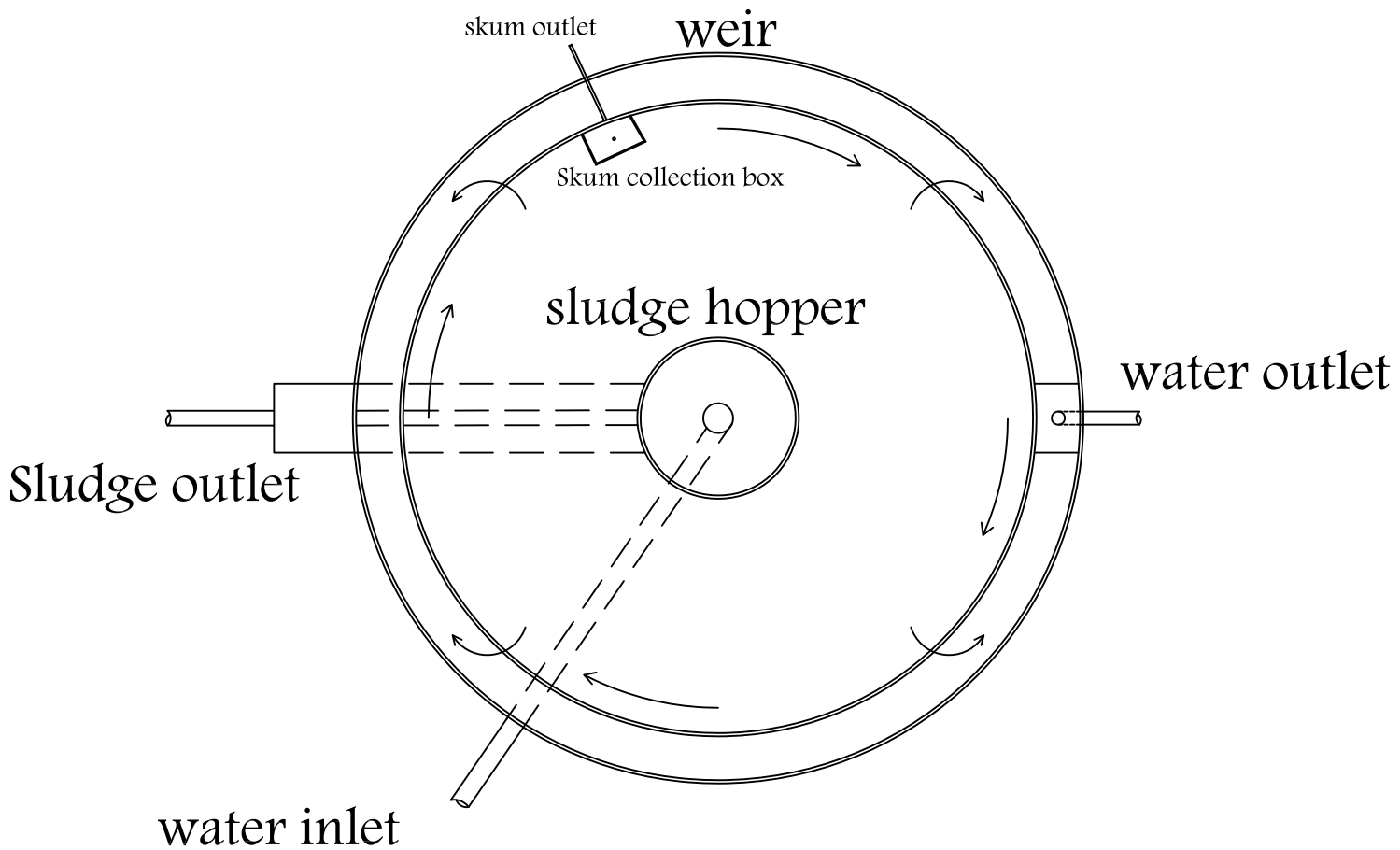
$$* l = (3:5) b, \quad l \leq 50 \text{ m} \quad \text{in rec. tanks}$$

$$b = (2:3)d, \quad d = 2:4 \text{ m}$$

$$* \varphi \leq 35 \quad \text{in circular tanks}$$



Sec. Elevation



Sec. plan

Section at circular primary sedimentation tank

Shebin-El kom Engineering Faculty
Civil Engineering Department

Notes on
Sanitary & Environmental Engineering

Part 2
WasteWater Engineering

3-Biological Treatment

Why biological treatment ?

المياه الخارجة من عمليات المعالجة الأولية تحتوى على نسبة عالية من المواد العضوية لذا يجب التخلص منها قبل التخلص من مياه الصرف ويتم ذلك باستخدام طرق بيولوجية لتحويل المواد العضوية الى مواد ثابتة ومستقرة

Types of biological actions:

1- Aerobic action (Oxidation):

في هذا النوع من التفاعلات تتغذى البكتريا الهوائية الموجودة في مياه الصرف على الاكسجين الذائب في الماء و تتفاعل مع المواد العضوية الذائبة في الماء وتحولها الى مواد غير عضوية ثابتة
لا ينتج عن هذا التفاعل اى روائح كريهة كما ان الغازات الناتجة عنه لا تسبب مشاكل بيئية او تشغيلية لذا نحاول في جميع مراحل الصرف (التجميع والمعالجة) ان نحافظ عليه

organic matter + O₂ (aerobic bacteria)

→ stable matter ↓ + CO₂ + H₂O + new cells

2- Anaerobic action

يحدث هذا التفاعل عندما تقل كميات الاكسجين بشكل كبير تنشط معه البكتريا اللاهوائية فتتفاعل مع المواد العضوية (في غياب الاكسجين) منتجة مواد غير عضوية وبعض الغازات الأخرى
يصاحب هذا التفاعل خروج روائح كريهة وغازات ضارة على البيئة والتشغيل لذا يجب تجنبه بقدر الإمكان

organic matter(aerobic bacteria)

→ stable matter ↓ + CH₄ ↑ + H₂S ↑ + NH₃ ↑ + H₂O + new cells

BOD & COD

لقياس كمية المواد العضوية الذائبة في الماء يتم عمل تجارب نقيس فيها كمية الاوكسجين التي تستهلكه البكتريا في التفاعل مع المواد العضوية وذلك عن طريق قياس تركيز الاكسجين في بداية التجربة وفي نهايتها فيمكن معرفة كمية الاكسجين التي تم استهلاكها وتأخذ هذه الكمية كقياس لتركيز المواد العضوية والبكتريا في المياه فكلما زاد تركيز تلك المواد زادت كمية الاكسجين المستهلك وتقل نسبته بنقصان تركيز المواد العضوية

Biological Oxygen Demand(BOD):

كمية الاكسجين التي تستهلكها البكتريا الهوائية في أكسدة المواد العضوية الموجودة في مياه الصرف وتحويلها لمواد ثابتة ومستقرة في درجة حرارة 20 درجة مئوية لمدة 5 أيام لذا تسمى BOD_5 .

Chemical Oxygen Demand(COD):

كمية الاكسجين المستهلك باستخدام مادة كيميائية مثل برمنجنات البوتاسيوم لتحويل المواد العضوية الى مواد مستقرة وذلك عند التسخين لدرجة حرارة 70 درجة مئوية لمدة ساعتين.

- دائما $COD > BOD$ لان المواد الكيميائية تصل للمواد التي لا تصل اليها البكتريا العادية

- COD يعتبر مؤشر سريع عن كمية المواد العضوية في مياه الصرف ولكنه لا يساعد في التعرف على مدى الفائدة من المعالجة البيولوجية من عدمه لذا دائما يستخدم BOD كمقياس للمواد العضوية في مياه الصرف

Types of Biological treatment:

1- Treatment methods:

تم عمليات المعالجة البيولوجية على مرحلتين الأولى هي عمليات المعالجة وتشمل احد الطرق الاتية:

- | | |
|----------------------------|-----------------------|
| 1- Trickling filters | المرشحات الزلطية |
| 2- Activated sludge tanks | احواض الحمأة النشطة |
| 3- Extended aeration tanks | أحواض التهوية المطولة |
- بعد ذلك يتم ترسيب النواتج بأحد الطرق الاتية:

2- Sedimentation:

- | | |
|-------------------------------------|-----------------------|
| 1- Final Sedimentation tanks | احواض الترسيب النهائي |
| 2- Oxidation or Stabilization ponds | بحيرات الأكسدة |

Trickling Filters

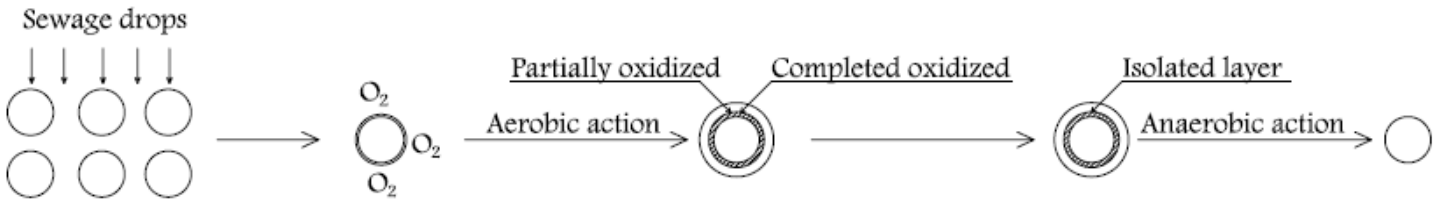
مجموعة احوض تنشأ من الخرسانة المسلحة او من الطوب وتملا بالزلط او بكسر الحجارة وحديثا بمواد بلاستيكية وتسمى أيضا ب Attached Growth System

فكرة التشغيل:

تعتمد فكرة تشغيل هذا النوع من المرشحات على رش المياه باستخدام رشاشات مياه على سطح الوسط فتتخلل الفجوات وتلتصق المياه على سطح الحبيبات مكونة طبقة هلامية تحتوي على البكتريا والكائنات الدقيقة والمواد العضوية تتم المعالجة من خلال هذه الطبقة الهلامية

Biological Action on filter media:

عندما تلتصق المياه على سطح الوسط تبدأ في تكوين طبقة هلامية يزداد سمكها تدريجيا فيتكون جزء ملاصق لسطح الوسط بعيد عن الهواء تنشط فيه التفاعلات اللاهوائية بينما الجزء السطحي من الطبقة يوجد به تفاعلات هوائية ينتج من التفاعلات اللاهوائية غازات تعمل مع المياه المتساقطة على المرشح على كسر الطبقة الهلامية وبالتالي تنظيف الوسط منها بعد تحول المواد العضوية لمواد مستقرة. نلاحظ ان هذا النوع من المرشحات لا يحتاج الى عمليات تنظيف لانه ينظف ذاتيا كما سبق .



Types of Trickling Filters:

- 1- Low rate type called Standard Rate Trickling Filter (S.R.T.F)
- 2- High rate type called High Rate Trickling Filter (H.R.T.F)

1- Standard Rate Trickling Filter (S.R.T.F)

Consists of :

1- Dosing chamber:

غرفة تستخدم للتحكم في ضخ المياه للمرشح حيث انها تجمع المياه من احواض الترسيب الابتدائي حتى تصل لكمية معينة تحدث ضاغط كافي لدوران الرشاشات بمعدل منتظم - نلاحظ ان عملية ضخ المياه لا تكون منتظمة وانما على فترات متقطعة لا تزيد عن 5 دقائق

2- S.R.T.F

حوض المعالجة البطيء الذي تتم فيه اعمال المعالجة البيولوجية

3- Final Sedimentation Tank

حوض الترسيب النهائي الذي يتم فيه ترسيب المواد الناتجة من المعالجة الكيميائية حتى يمكن التخلص منها

Note:

مياه الصرف تحتوي على تركيز معين للمواد العضوية وهي داخلة لمحطة المعالجة تسمى BOD_{Raw} نتخلص من جزء منها في اعمال المعالجة الابتدائية (حوالي 30 %) ويكون التركيز الناتج $BOD_{primary tretment}$ وهو نفسه التركيز الداخل للمعالجة الكيميائية ويحدث معالجة لها فيخرج في النهاية BOD_{Final}

$$BOD_{Raw} \rightarrow BOD_{primary tretment} \rightarrow BOD_{final}$$

$$BOD_{primary tretment} = (100 - 30) \% BOD_{Raw} = 0.7 BOD_{Raw} \quad (if \text{ not given})$$

Combined efficiency

Efficiency through biological treatment

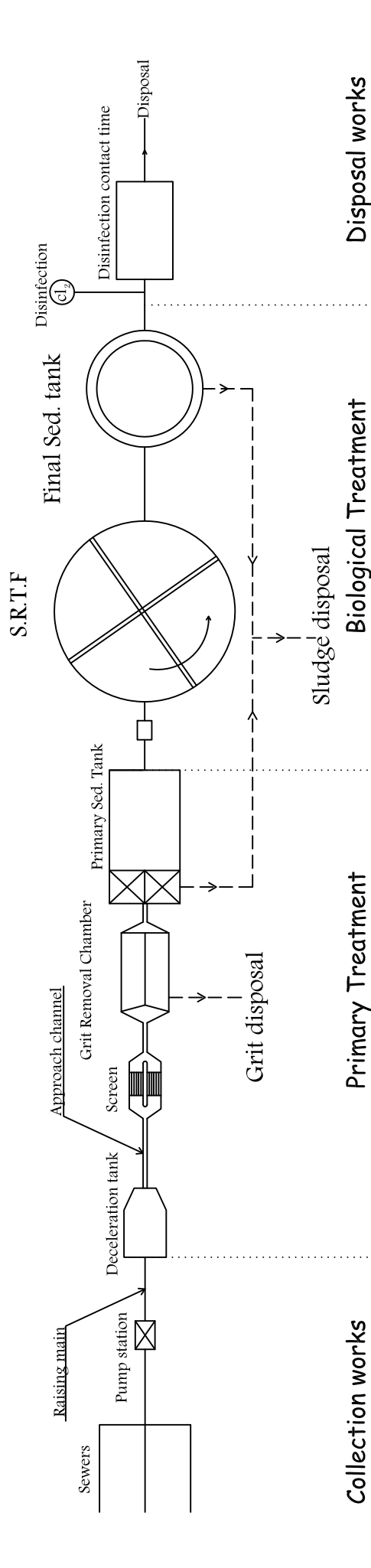
$$CE = \frac{BOD_{primary tretment} - BOD_{final}}{BOD_{primary tretment}} \times 100$$

Over all efficiency

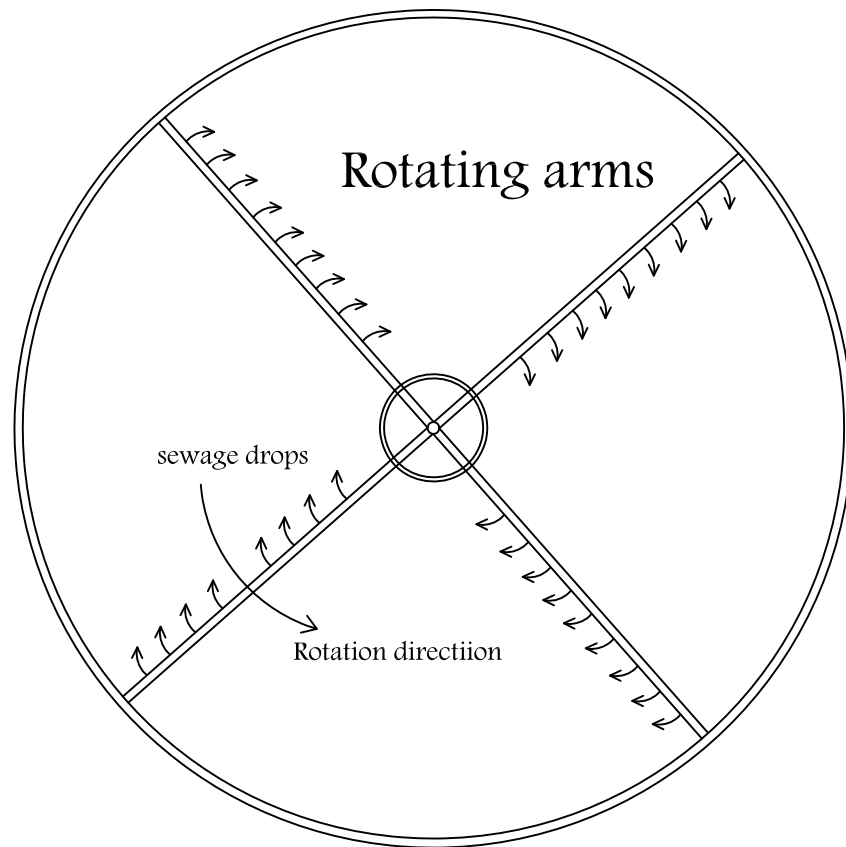
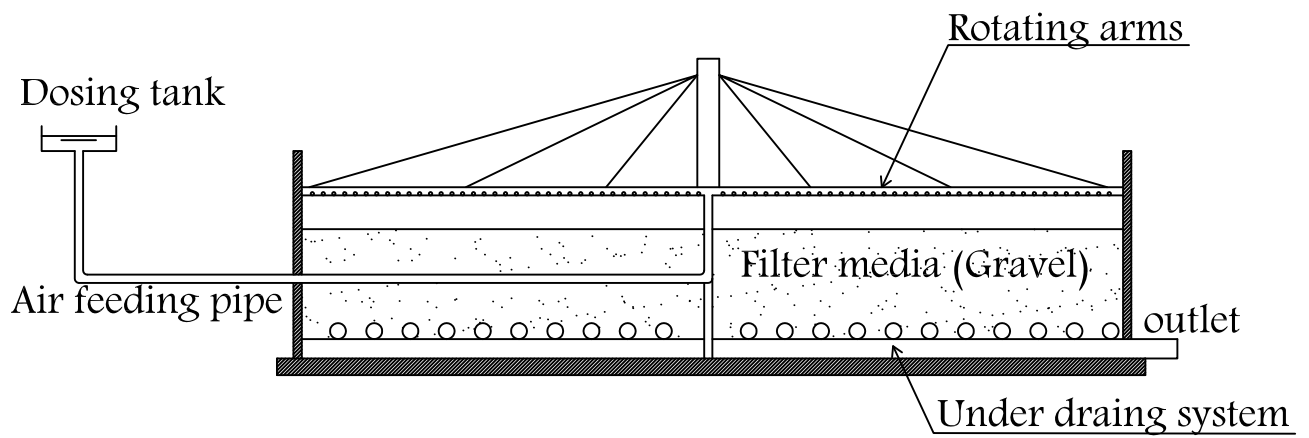
Efficiency through all treatment

$$CE = \frac{BOD_{Raw} - BOD_{final}}{BOD_{Raw}} \times 100$$

لاحظ انه يتم القسمة على الكمية الأولى (الكمية الأكبر)



Flow line diagram in Standard Rate Trickling Filter W.W.T.P (S.R.T.F.W.W.T.P)



Trickling filter Details

Design Data:

for S.R.T.F:

- * Combined efficiency = $CE = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{2.75 L}}$
- L allowable organic load = 70:200 gm BOD /m³ media/day
- * Total Organic Load = $T.O.L = Q_d \times BOD_{primary\ tr.}$ gm/day
- * volume of media tank = $\frac{T.O.L}{L}$ (m³) = $n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot d$
- * Hydraulic Load = $\frac{Q_d}{S.A} = (1:3)$ m³/m²/d
- $n \geq 2$ & $\phi \leq 35\ m$ & $d = 2:3\ m$

Example1

for A W.W.T.P of daily flow 20,000 m³ with raw BOD = 500 ppm and final BOD = 50 ppm Design S.R.T.F units

Solution

Assume primary treatment efficiency = 30 %

$$\therefore BOD_{primary\ tretment} = (100 - 30) \% BOD_{Raw} = 0.7 BOD_{Raw}$$

$$= .7 \times 500 = 350\ ppm$$

$$CE = \frac{BOD_{primary\ tretment} - BOD_{final}}{BOD_{primary\ tretment}} \times 100 = \frac{350 - 50}{350} \times 100 = 85.71 \%$$

$$CE = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{2.75 L}} = 85.71 \rightarrow L = 140\ gm\ BOD /m^3\ media/day$$

$$T.O.L = Q_d \times BOD_{primary\ tr.} = 20,000 \times 350 = 7 \times 10^6\ gm/day$$

$$volume\ of\ media\ tank = \frac{T.O.L}{L} = \frac{7 \times 10^6}{140} = 50,000\ m^3$$

Assume $d = 3\ m \rightarrow S.A = 16,667\ m^2$

Assume $\phi = 35\ m \rightarrow n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 16,667 \rightarrow n = 18$

Check

$$Hydraulic\ Load = \frac{Q_d}{S.A} = \frac{20,000}{18 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 35^2} = 1.15 < 3\ safe$$

High Rate Trickling Filter

- يعيب S.R.T.F. ان معدل الترشيح فيه بطيء لذا فهو يحتاج الى مساحات كبيرة لذا تم اللجوء الى نوع اخر من المرشحات وهو المرشح السريع H.R.T.F
- الفرق الرئيسى بين المرشح البطيء والسريع هو إعادة استخدام جزء من المياه الخارجة من عملية المعالجة بحيث يتم خلطها مع المياه الناتجة من المعالجة الابتدائية تسمى هذه العملية بـ Recirculation
- مميزات إعادة استخدام جزء من المياه (مميزات H.R.T.F) :
 - 1- تخفيف الحمل العضوى على المرشح نتيجة لخلط ماء معالج بتركيز بسيط للمواد العضوية مع ماء خام به مواد عضوية بتركيز عالى
 - 2- زيادة في اعداد البكتريا النشطة التي تساعد على عملية الاكسدة
 - 3- يعيد كمية من الاكسجين الذائب في المياه نتيجة لتعرض المياه للهواء في خزان الترسيب النهائى
 - 4- زيادة كفاءة المرشح ومضاعفة معدل الترشيح حوالى 10 اضعاف المعدل في S.R.T.F وبالتالي يقلل من تكاليف الانشاء والمساحة المطلوبة
 - 5- في حالة ادنى تصرف لا يتوقف المرشح لان جزء كبير من المياه المستخدمة فيه هي أصلا المياه المعادة اليه
 - 6- لا يسبب مشاكل في جذب الحشرات بعكس S.R.T.F
- عيوب Recirculation :
 - 1- يحتاج الى عملية ضخ للمياه وبالتالي يزيد من تكلفة التشغيل
 - 2- يحتاج أحيانا الى عمليات تهوية إضافية لضمان بقاء الاكسجين في الحوض

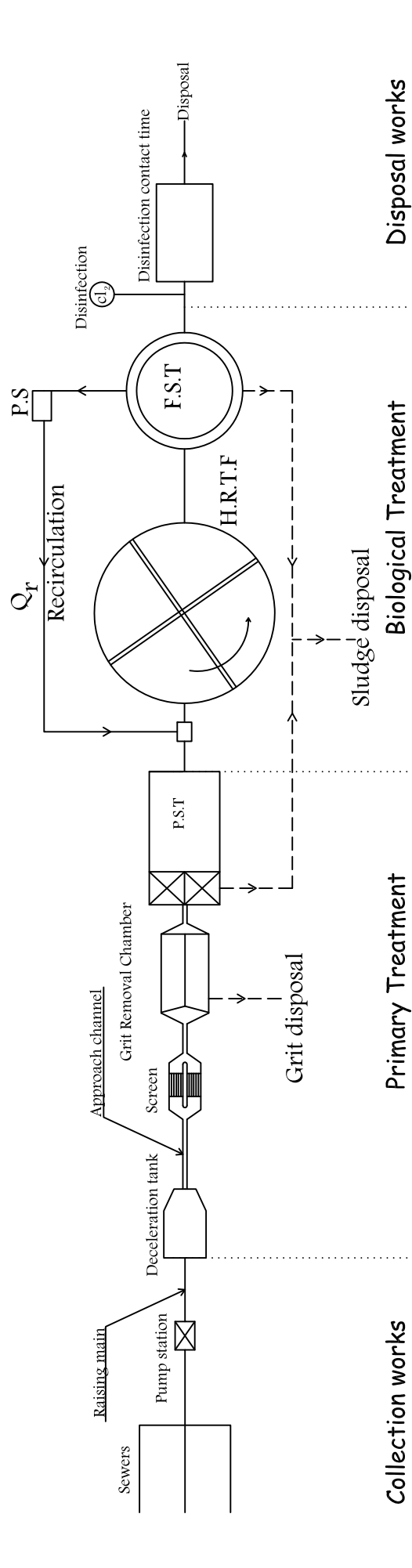
Recirculation Ratio (R):

هي النسبة بين كمية المياه المعادة من حوض الترسيب النهائى لخلطها بالمياه الخام الى كمية المياه الخام . تتراوح قيمتها ما بين 0.75 : 4.5 وذلك على حسب تركيز المواد العضوية (يوجد جداول لها)

$$R = \frac{Q_R}{Q_d} = 0.75 : 4.5$$

Recirculation factor (F) :

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1 R)^2}$$



Flow line diagram in High Rate Trickling Filter W.W.T.P. (H.R.T.F.W.W.T.P)

Design Data:*for H.R.T.F:*

$$* \text{ Combined efficiency} = CE = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{2.75 \frac{L}{F}}}$$

L allowable organic load = 400:2000 gm BOD /m³ media/day

* Total Organic Load

$$T.O.L = Q_d \times BOD_{primary\ tr.} + Q_R \times BOD_{final}$$

$$Q_d \times BOD_{primary\ tr.} + (R \times Q_D) \times BOD_{final}$$

$$* \text{ Hydraulic Load} = \frac{Q_d}{S.A} = (10:30) \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

$$* \text{ volume of media tank} = \frac{T.O.L}{L} \text{ (m}^3\text{)} = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot d$$

$$n \geq 2 \quad \& \quad \phi \leq 35 \text{ m} \quad \& \quad d = 0.9 : 1.5 \text{ m}$$

Comparison between S.R.T.F and H.R.T.F

Character	S.R.T.F	H.R.T.F
Hydraulic load (m ³ /m ² /d)	1 : 3	10 : 30
Organic Load (gm/m ³ media/d)	70 : 200	400 : 2000
Depth (m)	2 : 3	0.9 : 1.5
Recirculation	none	R= 0.75 : 4.5
Power requirements	none	2:10 HP / 1000 m ³
Operation	simple	Need some skill
Dosing جرعات التزويد	Intermittent متقطع	continuous
Flies الحشرات	many	few

for final sedimentation tank:

خزان الترسيب النهائي هو خزان ترسيب مثل خزان الترسيب الابتدائي في المعالجة الابتدائية وخزان الترسيب في محطة معالجة المياه .

Design Data:

$$Q = Q_d \quad \text{if after S.R.T.F}$$

$$Q = Q_d + Q_R = Q_d + R \cdot Q_d = (1 + R) Q_d \quad \text{if after H.R.T.F}$$

- * $D.T = 1.5 : 2.5 \text{ hr}$
- * $S.L.R = 30:40 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$
- * $H.L.W \leq 200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$
- * $v_h \leq 0.3 \text{ m/min}$
- * $n \geq 2 \quad \& \quad \phi \leq 35 \text{ m} \quad \& \quad d = 2:4 \text{ m}$

Example 2

for A.W.W.T.P of daily flow $30,000 \text{ m}^3$ with raw BOD = 300 ppm
and over all efficiency = 85 % with organic load = $1000 \text{ gm/m}^3/\text{d}$
Design H.R.T.F units

Solution

Assume primary treatment efficiency = 30 %

$$\therefore BOD_{\text{primary tretment}} = (100 - 30) \% BOD_{\text{Raw}} = 0.7 BOD_{\text{Raw}}$$

$$= .7 \times 300 = 210 \text{ ppm}$$

$$\text{Over all efficiency} = \frac{BOD_{\text{Raw}} - BOD_{\text{final}}}{BOD_{\text{Raw}}} \times 100$$

$$85 = \frac{300 - BOD_{\text{final}}}{300} \times 100 \rightarrow BOD_{\text{final}} = 45 \text{ gm/m}^3/\text{d}$$

$$CE = \frac{BOD_{\text{primary tretment}} - BOD_{\text{final}}}{BOD_{\text{primary tretment}}} \times 100 = \frac{210 - 45}{210} \times 100 = 78.57 \%$$

$$CE = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{2.75 \frac{L}{F}}} = 78.57 \rightarrow \frac{L}{F} = 374.4, L = 1000 \rightarrow F = 2.67$$

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1R)^2} = 2.67 \rightarrow .0267 R^2 + (2.67 \times 0.2 - 1)R + 2.67 - 1 = 0$$

$$.0267 R^2 - 0.466R + 1.67 = 0 \rightarrow R = 5.04$$

$$T.O.L = Q_d \cdot BOD_{primary\ tr.} + R \cdot Q_d \cdot BOD_{final}$$

$$= 30,000 \times 210 + 5.04 \times 30,000 \times 45 = 13.104 \times 10^6 \quad gm/day$$

$$volume\ of\ media\ tank = \frac{T.O.L}{L} = \frac{13.104 \times 10^6}{1000} = 13,104 \ m^3$$

Assume $d = 1.5 \ m \rightarrow S.A = 8736 \ m^2$

Assume $\varphi = 35 \ m \rightarrow n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \varphi^2 = 16,667 \rightarrow n = 10$

$n = 10 \rightarrow \varphi = 33.4 \ m$

Check

$$Hydraulic\ Load = \frac{Q_d + Q_R}{S.A} = \frac{(1 + 5.04) \times 30,000}{10 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 33.4^2} = 20.7 < 30 \quad safe$$

Example

for A W.W.T.P of 4 H.R.T.F each of diam. = 40 m and 1.5 m in depth
find max. capacity of the plant if :

$$BOD_{raw} = 300 \text{ ppm} \quad BOD_{final} = 60 \text{ ppm}$$

Primary Treatment efficiency = 30 %

max. organic load on filter = 120 ppm

max. hydarulic load = $30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

Solution

1 – Getting Q from organic load

$$BOD_{P.T} = 0.7 BOD_{raw} = 0.7 \times 300 = 210 \text{ ppm}$$

$$BOD_{in} = BOD_{out}$$

$$Q_d \times BOD_{P.T} + Q_r \times BOD_f = (Q_d + Q_r) \times \text{max. } L$$

$$Q_d \times 210 + Q_r \times 50 = (Q_d + Q_r) \times 120$$

$$90 Q_d = 60 Q_r \rightarrow R = \frac{Q_r}{Q_d} = 1.5$$

$$F = \frac{1+R}{(1+0.1R)^2} = \frac{1+1.5}{(1+0.15)^2} = 1.89$$

$$CE = \frac{BOD_{primary tretment} - BOD_{final}}{BOD_{primary tretment}} \times 100 = \frac{210 - 60}{210} \times 100 = 71.43 \%$$

$$CE = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{2.75 \frac{L}{F}}} = 71.43 \rightarrow \frac{L}{F} = 805.2, F = 1.89 \rightarrow L = 1521.8$$

$$\text{volume of media tank} = \frac{T.O.L}{L}$$

$$T.O.L = V \times L = 4 \times \frac{\pi}{4} \times 40^2 \times 1.5 \times 1521.8 = 11474101 \text{ gm/d}$$

$$T.O.L = Q_d \cdot BOD_{primary tr.} + R \cdot Q_d \cdot BOD_{final} = Q_d \times 210 + 1.5 \times Q_d \times 60$$

$$11474101 = Q_d \times 300 \rightarrow Q_1 = 38247 \text{ m}^3/\text{d}$$

2 – Getting Q from hydraulic load

$$\text{Hydraulic Load} = \frac{Q_d + Q_r}{S.A} = \frac{(1+1.5)Q_d}{4 \times \frac{\pi}{4} \times 40^2} = 30 \rightarrow Q_2 = 603018 \text{ m}^3/\text{d}$$

$\therefore$ max. capacity is **min.** of the two flows = **$Q_1 = 38247 \text{ m}^3/\text{d}$**

Activated sludge process

- في هذه الطريقة يستخدم حوض تهوية يسمى Aeration tank بعد حوض الترسيب الابتدائي P.S.T بحيث تظل فيه المياه لعدة ساعات (6 : 10 ساعات) حيث تتم فيه عمليات الأكسدة للمواد العضوية وتتحول لمواد مستقرة يزداد حجمها تدريجيا نتيجة لنشاط البكتريا
- يتبع حوض التهوية حوض ترسيب نهائي Final Sedimentation Tank تتم فيه عملية ترسيب النواتج وشروط تصميمه هي نفس شروط تصميم الخزان النهائي في أنواع المعالجة السابقة
- فكره Activated Sludge :
- تعتمد فكره عملية تنشيط الحمأة على استخدام جزء من الرواسب في خزان الترسيب النهائي الغنية بملايين البكتريا النشطة بحيث تنقل للمياه قبل حوض التهوية وتخلط معها مما يساهم في زيادة التفاعلات الكيميائية بشكل كبير

Types of Aeration tanks:

1- Compressed air tanks

عبارة عن مجموعة أحواض مستطيلة الشكل يثبت بها مجموعة من المواسير في أرضية الحوض لضخ الهواء تحت ضغط عالي ويكون هذا الهواء هو المسئول عن عمليات الأكسدة والتقليب . تسمى هذه المواسير ب air diffusers او ناشرات الهواء

2- Mechanical Aeration

في هذا النوع من الأحواض تستخدم طرق ميكانيكية لعمل اضطراب في الماء يصحبه تخلل للهواء يمتص السائل منه الأوكسجين اللازم للبكتريا اللاهوائية كي تتغذى على المواد العضوية وتحولها لمواد ثابتة ومستقرة

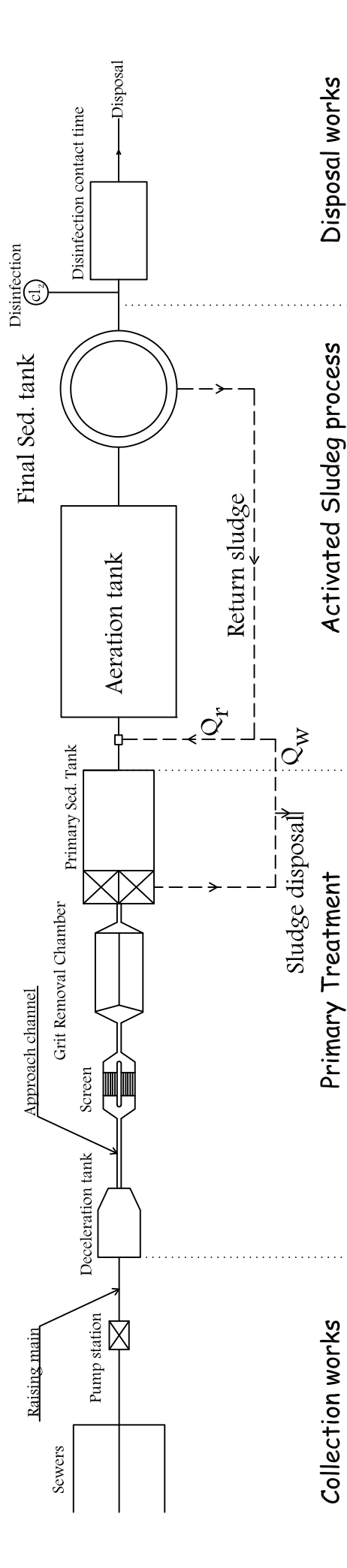
Important definitions:

1- Attached growth system

أحد أنظمة المعالجة البيولوجية فيه تنمو البكتريا اللازمة لتحويل المواد العضوية لمواد مستقرة على سطح وسط مثل الزلط او كسر الطوب مثل المرشحات الزلطية Trickling filters

2- Suspended growth system

أحد أنظمة المعالجة البيولوجية فيه تنمو البكتريا اللازمة لتحويل المواد العضوية لمواد مستقرة داخل خليط مياه الصرف مع الحمأة الداخلة اليها مثل Activated sludge system



Flow line diagram in Activated sludge W.W.T.P

3- Mixed liquor

مصطلح يطلق على الخليط ما بين waste water and active sludge

4- Mixed liquor suspended solid (MLSS):

مصطلح يعبر عن المواد الصلبة العالقة في الماء عضوية وغير عضوية

5- Mixed liquor volatile suspended solids (MLVSS)

مصطلح يعبر عن المواد العالقة في الماء ويعتبر مؤشر للبكتريا الموجودة في sludge

6- Food to microorganisms ratio

للحصول على أعلى كفاءة تشغيلية للنظام يجب التحكم في النسبة ما بين المواد العضوية الذائبة في المياه وهي الغذاء food وبين ما سيتغذى على هذا الغذاء وهي البكتريا أو الكائنات الدقيقة microorganism وتسمى هذه النسبة بنسبة الغذاء للبكتريا

- يأخذ BOD كمقياس لكمية المواد العضوية الموجودة في الماء food

- يأخذ MLSS أو MLVSS كمقياس للبكتريا الموجودة في الماء

$$MLVSS \cong 0.8 MLSS$$

$$\frac{f}{m} = \frac{\text{food}}{\text{microorganism}} = 0.2 : 0.4 \quad \text{kg BOD/kg MLSS /d}$$

Design Data:

for Aeration tank :

$$D.T. = 6 : 10 \text{ hr}$$

$$Q_{total} = Q_d + Q_r \quad \& \quad Q_r = 0.2 : 0.5 Q_d$$

$$\text{volume} = Q_{total} \times D.T.$$

$$\text{Organic load} = \frac{Q_d \left(\frac{m^3}{d} \right) \times BOD_{\text{after primary sedimentation}} \left(\frac{gm}{m^3} \right)}{\text{volume}(m^3)}$$

$$\leq 400 : 900 \quad gm \text{ BOD}/m^3/d$$

$$\frac{f}{m} = \frac{Q_d \left(\frac{m^3}{d} \right) \times BOD_{\text{after primary sedimentation}} \left(\frac{gm}{m^3} \right)}{\text{volume}(m^3) \times (MLSS) \left(\frac{gm}{m^3} \right)}$$

$$= 0.2 : 0.4 \quad kg \text{ BOD}/kg \text{ MLSS /d}$$

$$MLSS = 1500 : 3000 \text{ ppm}$$

Dimensions:

$$\text{volume} = n.b.l.d$$

$$n \geq 2 \quad \& \quad d = 3:6 \text{ m} \quad \& \quad b = 5:10 \text{ m} \quad \& \quad l \leq 50 \text{ m}$$

Quantity of diffused air:

$$Q_{air} = 3:10 \text{ m}^3 \text{ air /m}^3 \text{ sewage}$$

$$Q_{air} = (3:10) Q_d$$

Activated sludge efficiency:

$$A.S \text{ efficiency} = \frac{BOD_{primary \text{ tretment}} - BOD_{final}}{BOD_{primary \text{ tretment}}} \times 100 = 85:95 \%$$

Example

for A W.W.T.P of daily flow $30,000 \text{ m}^3$ with raw $BOD = 300 \text{ ppm}$ and return sludge = 25% of sewage flow Design Aeration tanks if organic load dosent exceed $540 \text{ gm/m}^3/\text{d}$

Solution

$$Q_{total} = 1.25 Q_{av} = 1.25 \times 30,000 = 37,500 \text{ m}^3/\text{d}$$

Assume $D.T. = 8 \text{ hr}$

$$v = Q_{total} \times D.T. = \frac{37,500 \times 8}{24} = 12,500 \text{ m}^3$$

Check Organic load

$$O.L = \frac{Q_d \times BOD_{p.t}}{v}$$

Assume $P.S.T \text{ efficiency} = 35 \%$

$$\therefore BOD_{p.t} = (1 - 0.35) \times 300 = 195 \text{ ppm}$$

$$O.L = \frac{30,000 \times 195}{12,500} = 468 \text{ gm/m}^3/\text{d} < 540$$

$$12500 = n.b.l.d$$

Assume $d = 5 \text{ m}$, $b = 8 \text{ m}$, $n = 10 \rightarrow l = 31.25 \text{ m}$

Types of Activated Sludge Systems:

1- Conventional

النظام التقليدي يتم فيه ادخال المياه مع الحمأة عند مدخل حوض التهوية حيث يتم تهوية الخليط بشكل متساوى يعيبه انه يحتاج الى مساحات كبيرة

2- Tappered Aeration:

في هذا النظام تضخ كميات كبيرة من الاكسجين عند مدخل الحوض وتقل كمية الاوكسجين تدريجيا فتعمل على زيادة كفاءة الاكسدة وتقليل كميات الهواء

3- Step feed aeration

في هذا النظام تضاف الحمأة لحوض التهوية في اكثر من موقع وبالتالي يحدث انتظام في استهلاك الاكسجين على طول الحوض مما يساعد على خفض كمية الهواء المطلوبة للحوض

4- Completely mixed aeration

تتم عملية التغذية بشكل متساوى على احد جوانب الحوض ويتم سحب المياه بنفس الطريقة من الجانب الاخر

5- Extended Aeration

تستمر التهوية للخليط مدة 18 : 24 ساعة اما مدة المكث في حوض الترسيب النهائي فتتراوح ما بين 3 : 6 ساعات ويمكن في هذه الطريقة الاستغناء عن حوض الترسيب الابتدائي

6- Contact Stabilization

في هذه الطريقة يستعمل حوض تهوية مبدئي بعد حوض الترسيب الأولى ثم يتبعه حوض ترسيب ثانوى ثم حوض تهوية اخر ثم ينتهى بحوض الترسيب النهائي
اي ان هذ الطريقة بها 3 احواض ترسيب و حوضين تهوية

7- High rate aeration

في هذه الطريقة يختصر زمن التهوية في حوض التهوية الى 3 ساعات او اقل وكذلك تقل نسبة الحمأة المعادة بحيث لا تزيد عن 10 % في هذه الطريقة تقل الكفاءة عن باقي الأنواع

Solved Examples on W.W. part

Example 1 (Design of sewer)

Determine diameter , slope , velocity at min. and max. flow of sewer
of max. flow = 750 l/sec and min. flow = 250 l/sec

Solution

Assume at max. flow $\frac{d}{D} = .67 \rightarrow \frac{Q_{max}}{Q_{full}} = 0.8 \rightarrow Q_{full} = 940 \text{ l/sec}$

$$\frac{Q_{min}}{Q_{full}} = \frac{250}{940} = .27 \rightarrow \frac{v_{min}}{v_{full}} = .85$$

Assume $v_{min} = 0.6 \text{ m/sec} \rightarrow v_{full} = .7 \text{ m/sec}$

Using chart :

$$\phi = 50 \text{ in} , S = .5 \text{ ‰}$$

$$S_{min} = \frac{1}{\phi(mm)} = \frac{1}{50 \times 25} = 8 \times 10^{-4} = .8 \times 10^{-3} = .8 \text{ ‰} > .5$$

Use the chart again For $S = 0.8 \text{ ‰}$ and $\phi = 50 \text{ in}$

$$Q_{full} = 1200 \text{ l/sec} , v_{full} = .9 \text{ m/sec}$$

Check velocities :

$$\frac{Q_{max}}{Q_{full}} = \frac{750}{1200} = .625 \rightarrow \frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.1 \rightarrow v_{max} \cong 1 \text{ m/s} < 1.5$$

$$\frac{Q_{min}}{Q_{full}} = \frac{250}{1200} = .2 \rightarrow \frac{v_{min}}{v_{full}} = .72 \rightarrow v_{min} \cong .64 \text{ m/s} > .6 \quad o.k$$

So use pipe of diameter 50 in and slope 0.8 ‰

Example 2 (max. pop for existing sewer)

for a main sewer of diameter 36 in and slope .08 % running $\frac{3}{4}$ full at max. flow Determine max. served pop. if the av. water consumption = 200 l/c/d

Solution

$$\phi = 36 \text{ in} \quad \& \quad S = 0.8 \% \rightarrow Q_{full} = 460 \text{ l/sec}$$

$$\text{at max. flow} \quad \frac{d}{D} = \frac{3}{4} \rightarrow \frac{Q_{max}}{Q_{full}} = 0.92 \rightarrow Q_{max} = 423.2 \text{ l/sec}$$

$$Q_{max} = S.F \times \text{pop.} \times PF$$

$$Q_{max} = \left(\frac{0.8 \times 200}{24 \times 60 \times 60} \right) \left(\frac{l}{c.sec} \right) \times (p \times 1000)(c) \times \frac{5}{p^{1/6}} = 423.2$$

$$p_{max} = 98,166 \text{ capita}$$

Example 3

Design a sewer to serve pop. of 3000 c and $WC = 200 \text{ l/c/d}$
 running $\frac{1}{3}$ full at min. flow Assume suitable max. and min. factors

Solution

$$Q_{av} = .9 \times 3000 \times \frac{200}{24 \times 60 \times 60} = 6.25 \text{ l/sec}$$

$$\text{Let } Q_{max} : Q_{av} : Q_{min} = 2 : 1 : .5$$

$$Q_{max} = 2 \times 6.25 = 12.5 \text{ l/sec}$$

$$Q_{min} = .5 \times 6.25 = 3.125 \text{ l/sec}$$

Getting v_{full} & Q_{full} :

$$\text{at min. flow } \frac{d}{D} = \frac{1}{3} \rightarrow \frac{v_{min}}{v_{full}} = .8, \text{ assume } v_{min} = .6 \rightarrow v_{full} = .75$$

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{3} \rightarrow \frac{Q_{min}}{Q_{full}} = .23, Q_{min} = 3.125 \rightarrow Q_{full} = 13.6$$

Using chart

فكره المسألة هنا

عندما ندخل بالقيم في chart ستجد انه لا يوجد تقاطع بين القيمتين دول ولكن هذا غير صحيح لماذا ؟؟

Chart الى معاك بتمثل المعادلة فعمولة لمدى معين لكن ليست لكل القيم

بمعنى انه لو اكلمنا اى خط على استقامته فلن يكون هناك مشكلة

لا بد ان تحافظ على Q_{full} لأن قيمة العمق النسبى معلوم ولا يوجد اى مشكلة من زيادة v_{full} لان زيادتها ستؤدى الى زيادة اقل سرعة وبالتالي لا يوجد اى مشكلة (انظر الى معادلة السرعة بالاعلى)

وبالتالى تحرك لاعلى عند 13.6 ومد خط القطر 5 بوصة وخط السرعة عند 1 م/ث

From chart

$$\varphi = 5 \text{ in} , \quad S = 20 \text{ } \%o \quad , \quad v_{full} = .95$$

$$S_{min} = \frac{1}{\varphi(mm)} = \frac{1}{5 \times 25} = 8 \times 10^{-3} < 20 \quad o.k$$

Check velocities :

$$\frac{Q_{max}}{Q_{full}} = \frac{12.5}{13.6} = .92 \rightarrow \frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.15 \rightarrow v_{max} \cong 1.1 \text{ m/s} < 1.5$$

$$\frac{v_{min}}{v_{full}} = .72 \rightarrow v_{min} \cong .684 \text{ m/s} > .6 \quad o.k$$

Example 4 (max. capacity from diff. parts in plants)

for A.W.W.T.P of the following units

* 3 Grit Removal Chambers of $l = 18\text{ m}, b = 1\text{ m}, d = 0.85\text{ m}$

* 6 Aeration tanks of $l = 50\text{ m}, b = 12\text{ m}, d = 5\text{ m}$

Find max. served capacity for the plant With the following data:

* $BOD_{raw} = 300\text{ ppm}$ $BOD_{final} = 30\text{ ppm}$

* Primary sed. tank = 30 %

* organic load = 450 gm BOD/m³/d

* $Q_r = 0.2 Q_d$

* $D.T_{G.R.C} = 60\text{ sec}$, $SLR_{G.R.C} = 1200\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

Solution

1 – For Grit Removal chamber

$$1 - C = Q_d \times D.T \rightarrow Q_1 = \frac{C}{D.T} = \frac{3 \times 18 \times 1 \times .85}{\frac{1 \text{ min}}{60 \times 24}} = 66,096\text{ m}^3/\text{d}$$

$$2 - SLR = \frac{Q}{S.A} \rightarrow Q_2 = 1200 \times (3 \times 18 \times 1) = 64,800\text{ m}^3/\text{d}$$

2 – For Aeration tank

$$1 - C = Q_{total} \times D.T \rightarrow Q_{total} = \frac{C}{D.T} = \frac{6 \times 50 \times 12 \times 5}{6 \text{ hrs}} = 3000 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}}$$

$$Q_{total} = 3000 \times 24 = 72,000\text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{total} = Q_d + Q_r = 1.2Q_d \rightarrow Q_3 = 60,000\text{ m}^3/\text{d}$$

2 – from organic load

$$BOD_{P.T} = .7 BOD_{raw} = 210\text{ ppm}$$

$$OL = \frac{Q_d \cdot BOD_{PT}}{V} \rightarrow Q_4 = \frac{450 \times (6 \times 50 \times 12 \times 5)}{210} = 38,571\text{ m}^3/\text{d}$$

So the max. capacity is the min. of the values and = 38,571 m³/d

Example 5 (Design of H.R.T.F and A.Sludge)

for a W.W.T.P of daily flow = 60,000 m³ and raw BOD = 500 ppm
and S.S = 600 ppm Design the following:

1 – Activated sludge units with final sed. tanks

2 – H.R.T.F units without final sed. tank

Solution

Assume primary treatment eff. = 30 %

$$BOD_{PT} = 0.7 BOD_{raw} = .7 \times 500 = 350 \text{ ppm}$$

for Activated sludge units

1 – Aeration tank

Sludge recir. ratio = 20 : 50 % → taken 25 %

$$Q_{total} = Q_d + Q_r = 1.25 Q_d = 1.25 \times 60,000 = 75,000 \text{ m}^3/d$$

Assume D.T = 8 hrs

$$V = Q \times D.T = \frac{75,000}{24} \times 8 = 25,000 \text{ m}^3$$

$$OL = \frac{Q_d \cdot BOD_{PT} + Q_r \cdot BOD_{Sludge}}{v}, \quad BOD_{Sludge} \cong \text{zero}$$

$$\text{So } OL = \frac{Q_d \cdot BOD_{PT}}{V} = \frac{60,000 \times 350}{25,000} = 840 \text{ gm/m}^3/d$$

$$V = n \cdot b \cdot l \cdot d = 25,000$$

Assume $b = 10 \text{ m}$, $d = 6 \text{ m}$, $n = 10 \rightarrow l = 42 \text{ m}$

2 – Final sed. tank

$$Q = Q_{total} = 75,000 \text{ m}^3/d$$

Assume D.T = 1.5 hrs

$$V = Q \times D.T = \frac{75,000}{24} \times 1.5 = 4687.5 \text{ m}^3$$

Let SLR = 30 m³/m²/d

$$SLR = \frac{Q}{SA} \rightarrow SA = \frac{75,000}{30} = 2500 \text{ m}^2$$

$$d = \frac{V}{SLR} = \frac{4687.5}{2500} = 1.89 \rightarrow d = 2 \text{ m}$$

$$SA = \frac{4687.5}{2} = 2344 \rightarrow n \frac{\pi}{4} \phi^2$$

$$\phi = 35 \rightarrow n = 2.43 \quad \text{take } n = 3 \quad \text{so } \phi = 31.6 \text{ m}$$

Check

$$1 - SLR = \frac{Q}{SA} = \frac{75,000}{3 \times \frac{\pi}{4} \times 31.6^2} = 31.9 < 45$$

$$2 - HLW = \frac{Q}{XA} = \frac{75,000}{3 \times \pi \times 31.6} = 251.8 > 200$$

use another wier at distance .5 m from the outer priemter

$$d_{new \text{ weir}} = d - (.5 + .5) = 30.6$$

$$l_w = 3 \times (\pi \times 31.6 + \pi \times 30.6) = 586.22$$

$$\therefore HLW = \frac{75,000}{586.22} = 128 < 200 \text{ o.k}$$

$$3 - v_h = \frac{Q}{XA} = \frac{\frac{75,000}{24 \times 60}}{3 \times \pi \times \frac{31.6}{2} \times 2} = 0.17 \text{ m/min} < .3$$

for H.R.T.F

Combined efficiency = 75:85 % → taken 80 %

$$CE = \frac{BOD_{primary\ tretment} - BOD_{final}}{BOD_{primary\ tretment}} \times 100 = 80 \%$$

$$0.8 = \frac{350 - BOD_{final}}{350} \rightarrow BOD_{final} = 70 \text{ ppm}$$

$$R = (.75 : 4.5) \text{ taken } 2$$

$$F = \frac{1+R}{(1+0.1R)^2} = 2.083$$

$$CE = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{2.75 \frac{L}{F}}} = 80 \rightarrow \frac{L}{F} = 314.6 \rightarrow L = 655.24 \text{ g/m}^3$$

$$T.O.L = Q_d \cdot BOD_{primary\ tr.} + R \cdot Q_d \cdot BOD_{final}$$

$$= 60,000 \times 350 + 2 \times 60,000 \times 70 = 29.4 \times 10^6 \text{ gm/day}$$

$$\text{volume of media tank} = \frac{T.O.L}{L} = \frac{29.4 \times 10^6}{655.24} = 44,870 \text{ m}^3$$

Assume $d = 1.5 \text{ m} \rightarrow S.A = 29,912 \text{ m}^2$

Assume $\varphi = 35 \text{ m} \rightarrow n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \varphi^2 = 8736 \rightarrow n = 31$

$$n = 31 \rightarrow \varphi = 35 \text{ m}$$

Check

$$\text{Hydraulic Load} = \frac{Q_d + Q_R}{S.A} = \frac{(1 + 2) \times 60,000}{31 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 35^2} = 6 < 30 \text{ safe}$$

في المثال السابق لاحظ اننا لم نستخدم قيمة S.S وذلك لأننا نصمم هنا معالجة بيولوجية اى نصمم احواض لمعالجة BOD فقط وبالتالي فهى المؤثر الرئيسي في التصميم

Example 6

for a city of pop = 60,000 capita and home waste of BOD = 100 g/c/d and industrial flow of 750 m³/d with BOD = 520 kg Design the req. aeration tanks

Solution

Assume WC = 250 l/c/d

$$S.F = .8 \times 60,000 \times .25 = 12,000 \text{ m}^3$$

$$BOD_{home \text{ raw}} = \frac{100 \times 60,000}{12,000} = 500 \text{ ppm}$$

$$Q_d = 1.5 Q_{av} = 1.5 (12,000 + 750) = 19,125 \text{ m}^3/d$$

Assume $Q_r = 0.25 Q_d$

$$Q_t = 1.25 Q_d = 23906.3 \text{ m}^3/d$$

Assume D.T = 8 hrs

$$V = D.T \times Q_d = 23906.3 \times \frac{8}{24} = 7969 \text{ m}^3$$

Check organic load

total organic load = home BOD + ind BOD

$$= Q_d \times BOD_{PT} + Q_{ind} \times ind BOD_{PT}$$

$$Q_d = 1.5 \times 12,000 = 18000 \text{ m}^3/d \quad BOD_{PT} = .7 \times 500 = 350 \text{ ppm}$$

$$Q_{ind} \times ind BOD_{PT} = .7 \text{ of total BOD} = .7 \times 1.5 \times 520 = 546 \text{ kg}$$

$$\text{total organic load} = 18,000 \times 350 + 546 \times 10^3 = 6.846 \times 10^6 \text{ g/d}$$

$$OL = \frac{\text{total organic load}}{V} = \frac{6.846 \times 10^6 \text{ g/d}}{7969 \text{ m}^3} = 859 \text{ g/m}^3/d < 900 \text{ o.k}$$

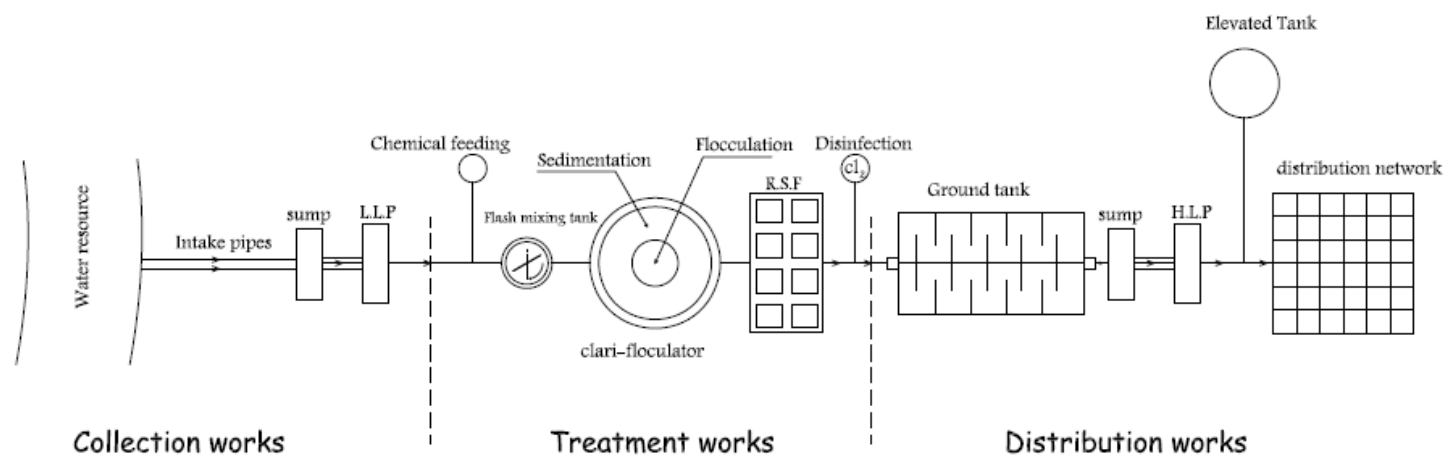
$$V = n.b.l.d$$

$$b = 8 \text{ m} , \quad d = 5 \text{ m} , \quad n = 5 \rightarrow l = 40 \text{ m}$$

2nd mid-term model answer

Question 1:

a)



Flow line in Rapid Sand Filter (R.S.F.) water treatment plant
Modern Treatment plants

- * Chemical feeding : Adding coagulantss to water
- * Flash mix. tank : Rapid mixing of coagulants and water
- * Clariifloculator: allow for flocculation and sedimenation
- * Rapid sand filter: Remove Remaining S.S , 90 % of bacteria , algae and iron

b) Different types of distribution systems:

1- Tree system (Dead ends system)

Advantages:

- 1- Cheaper system
- 2- Easy calculation of pressure and discharge at any point
- 3- Less no of valves

Disadvantages:

- 1- Present of dead ends
- 2- If main pipe broken the network will stop.

2- Loop system (Ring/circle system)

Advantages:

- 1- Easy determination of discharge and pressure
- 2- There are two direction of flow so if one pipe broken the network won't stop totally

Disadvantages:

- 1- Dead ends still found even less than Tree system
- 2- Cost higher than Tree system
- 3- If minor pipe broken a small part of city will be affected

3- Grid iron system

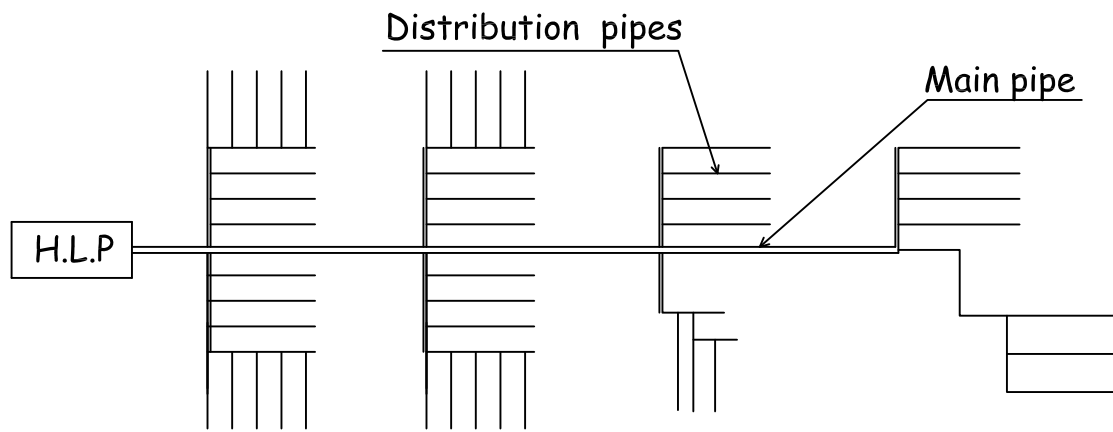
نظام مواسير متداخلة مع بعضها بحيث يكون لكل ماسورة بدايتين ونهايتين. هذا النظام يحتاج الى مدن جيدة التخطيط ويحتاج الى عدد أكبر من الصمامات.

Advantages:

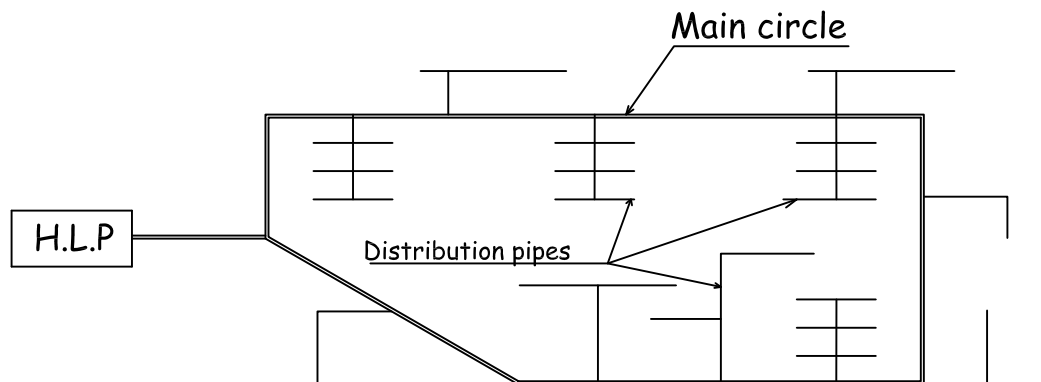
- 1- No dead ends.
- 2- No stop in network during repair.

Disadvantages:

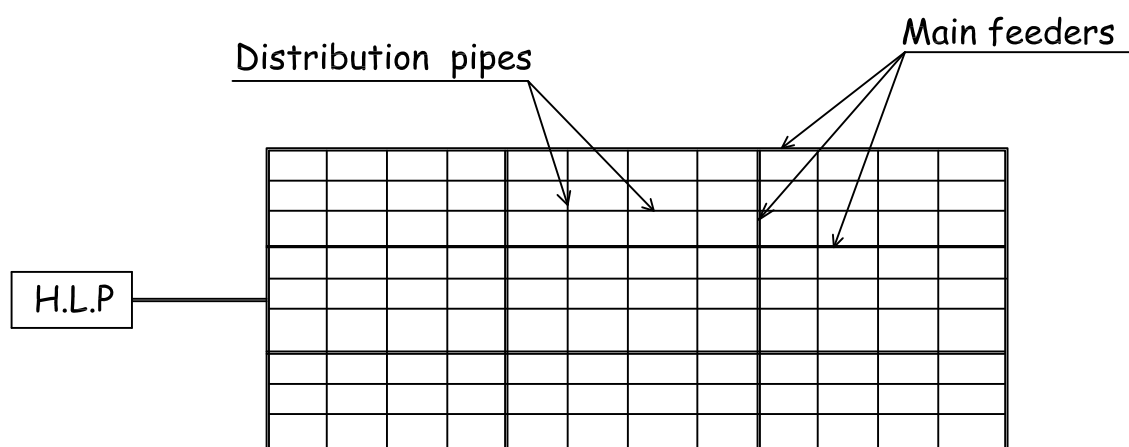
- 1- Most expensive than other systems
- 2- Need large number of valves
- 3- Need complicated analysis to determine discharge and pressure.



Tree system (Dead end system)



Ring (Circle system)



Grid iron system

c) 1 – Getting eq. pipe for BCD (in series)

1 – Assume $Q = 100 \text{ l/sec}$

2 – From chart:

$$Q = 100, \varphi_{BC} = 250 \rightarrow S_1 = 253 \times 10^{-4}, l_1 = 800 \rightarrow h_1 = 20.25 \text{ m}$$

$$Q = 100, \varphi_{CD} = 200 \rightarrow S_2 = 750 \times 10^{-4}, l_2 = 500 \rightarrow h_2 = 37.52 \text{ m}$$

$$\therefore h_{eq} = 20.25 + 37.52 = 57.77 \text{ m}$$

3 – Assume $\varphi_{eq} = 200, Q = 100 \rightarrow S_{eq} = 750 \times 10^{-4}, h_{eq} = 57.77 \text{ m}$

$$\therefore l_{eq} = \frac{h_{eq}}{S_{eq}} = \frac{57.77}{750 \times 10^{-4}} = 770 \text{ m}$$

$$\text{OR } \varphi_{eq} = 250 \text{ mm} \quad l_{eq} = 2283 \text{ m}$$

$$\text{OR } \varphi_{eq} = 300 \text{ mm} \quad l_{eq} = 5554 \text{ m}$$

2 – Getting eq. pipe for BD (in parallel)

1 – Assume $h = 10 \text{ m}$

Pipe BCD $\varphi_{eq} = 250 \text{ mm} \& l_{eq} = 2283 \text{ m}$

$$S = \frac{10}{2283} = 43.8 \times 10^{-4}, \varphi = 250 \rightarrow Q_1 = 38.8 \text{ l/sec}$$

Pipe BD $\varphi_{eq} = 200 \text{ mm} \& l_{eq} = 1000 \text{ m}$

$$S = \frac{10}{1000} = 100 \times 10^{-4}, \varphi = 200 \rightarrow Q_2 = 33.7 \text{ l/sec}$$

$$\therefore Q_{eq} = 38.8 + 33.7 = 72.5 \text{ l/sec}$$

Assume $\varphi_{eq} = 200, Q_{eq} = 72.5 \rightarrow S = 414 \times 10^{-4} = \frac{10}{l_{eq}}$

$$l_{eq} = 241.6 \text{ m}$$

$$\text{OR } \varphi_{eq} = 250 \text{ mm} \quad l_{eq} = 714.3 \text{ m}$$

3 – Getting head loss at every pipe

$$Q = 100$$

$$\varphi_{AB} = 400 \rightarrow S_1 = 25.7 \times 10^{-4}, l_1 = 1000 \rightarrow h_{AB} = 2.57 \text{ m}$$

$$\varphi_{BD} = 250 \rightarrow S_2 = 253 \times 10^{-4}, l_1 = 714.3 \rightarrow h_{BD} = 18.08 \text{ m}$$

$$\varphi_{DE} = 300 \rightarrow S_3 = 104 \times 10^{-4}, l_1 = 1500 \rightarrow h_{DE} = 15.62 \text{ m}$$

4 – Getting Head on elevated tank at A

$$\text{Head of elevated tank} = \text{Head at A} = H_E + h_{AB} + h_{BD} + h_{DE} = 61.3 \text{ m}$$

Question 2:

a)

Positions of manholes:

- 1- At sewers intersections
- 2- At change of sewers direction or diameter or slope or material
- 3- At max. allowed distance (defined for pipes diameters)

Functions of manholes

- 1- Cleaning of sewers.
- 2- Inspection maintenance operations

b)

1 – Getting full flow and full velocity

$$\frac{d}{D} = .75 \text{ from chart 1} \rightarrow \frac{Q_{max}}{Q_{full}} = 0.92 \quad \& \quad \frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.15$$

$$\therefore Q_{full} = \frac{680}{.92} = 740 \text{ l/sec}$$

$$\frac{Q_{min}}{Q_{full}} = \frac{220}{740} = .3 \text{ from chart 1} \quad \frac{d}{D} = .38 \quad \& \quad \frac{v_{min}}{v_{full}} = .85$$

$$\text{Assume } v_{min} = .6 \text{ m/sec} \rightarrow v_{full} = .7 \text{ m/sec}$$

2 – Getting diameter and min. slope

$$Q_{full} = 740 \text{ l/sec} \quad \& \quad v_{full} = .7 \text{ m/sec}$$

$$\text{from chart 2} \quad \varphi = 1100 \text{ mm} \quad \& \quad S = .5 \text{ ‰} < \frac{1}{1100} = 0.9 \text{ ‰}$$

$$\text{try } \varphi = 1000 \text{ mm} \quad \& \quad S = .8 \text{ ‰} < \frac{1}{1000} = 1 \text{ ‰}$$

$$\text{try } \varphi = 900 \text{ mm} \quad \& \quad S = 1.6 \text{ ‰} > \frac{1}{900} = 1.11 \text{ ‰} \quad \checkmark \checkmark$$

$$\therefore v_{full} = 1.25 \text{ m/sec}$$

3 – Getting velocity at max. and min. flow

$$\frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.15 \rightarrow v_{max.} = 1.15 \times 1.25 = 1.44 \text{ m/sec}$$

$$\frac{v_{min}}{v_{full}} = .85 \quad \rightarrow \quad v_{min} = .85 \times 1.25 = 1.06 > .6 \quad o.k.$$

4 – Getting flow depth at max. and min. flow

$$\text{at max. flow} \quad \frac{d}{D} = .75 \quad \rightarrow \quad d = .75 \times 900 = 675 \text{ mm}$$

$$\text{at min. flow} \quad \frac{d}{D} = .38 \quad \rightarrow \quad d = .38 \times 900 = 324 \text{ mm}$$

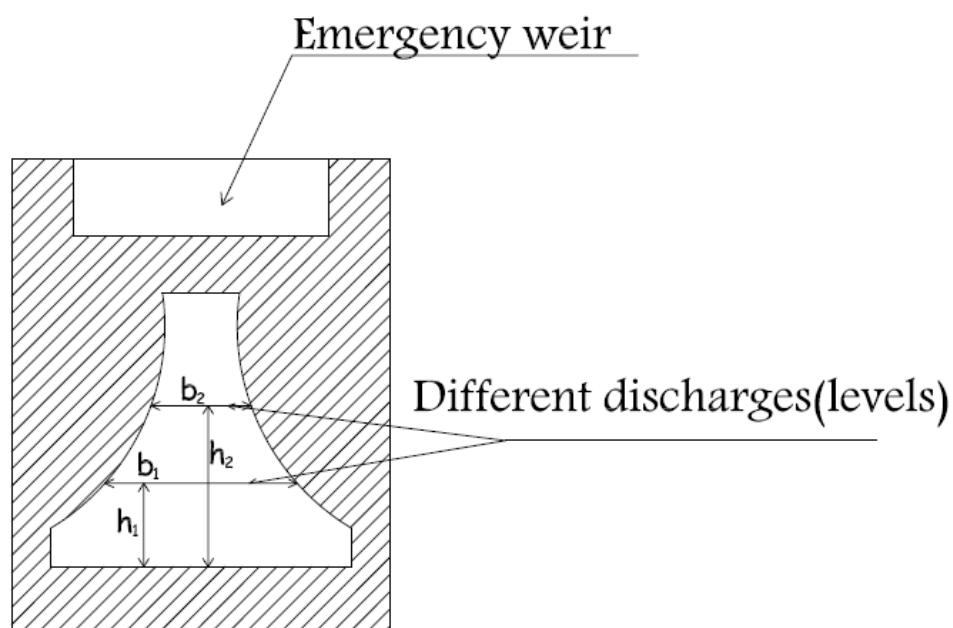
Question 3 :

a)

- We can control the velocity in G.R.C by using one of the two methods :

1- Parabolic section of the channel

2- Using rectangular section with proportional flow weir



Proportional flow weir

- We do this to assure to settle girts of $d > 0.2$ mm only like sand and gravel and this is as the difference in disposal method between this sludge and sludge contained from primary sed. Tank and to save the mechanical equipments from damage

b)

$$\text{let } D.T = 1 \text{ min}$$

$$C = Q \times D.T = \frac{60,000}{24 \times 60} \times 1 = 41.6 \text{ m}^3$$

$$S.L.R = 1000 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

$$S.L.R = \frac{Q_d}{S.A} \rightarrow 1000 = \frac{60,000}{S.A} \rightarrow S.A = 60 \text{ m}^2$$

$$\therefore d = \frac{C}{S.A} = \frac{41.6}{.6} = .7 \text{ m}$$

Assume $v_{hz} = .3 \text{ m/sec}$

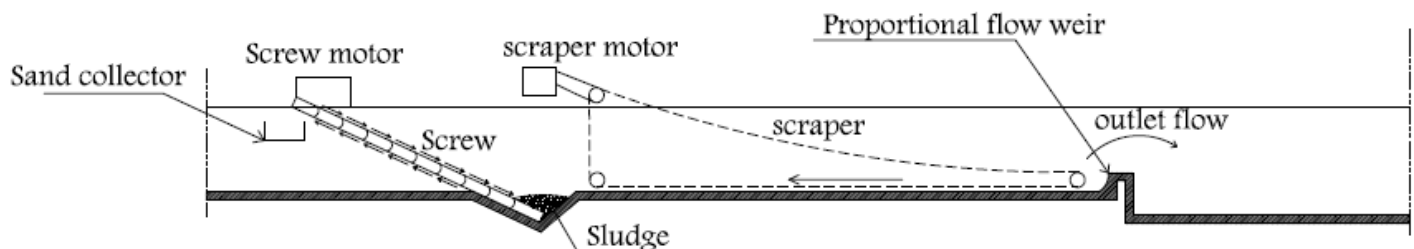
$$v_{hz} = \frac{l}{D.T} \rightarrow l = v_{hz} \left(\frac{\text{m}}{\text{sec}} \right) \times D.T(\text{sec}) = 0.3 \times (1 \times 60) = 18 \text{ m}$$

$$S.A = n.b.l = 60 \text{ m}^2$$

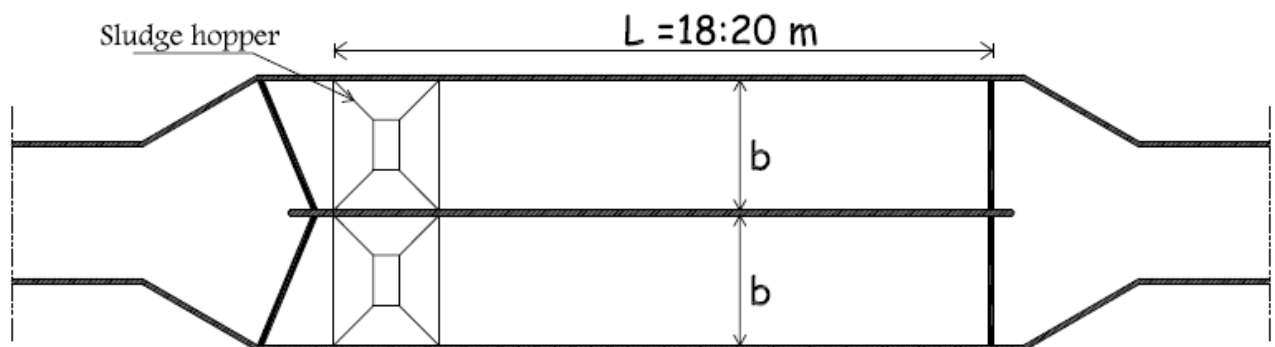
Assume $n = 2$

$$n.b.l = 2 \times b \times 18 = 60 \rightarrow b = 1.67 \text{ m}$$

Cross section in G.R.C

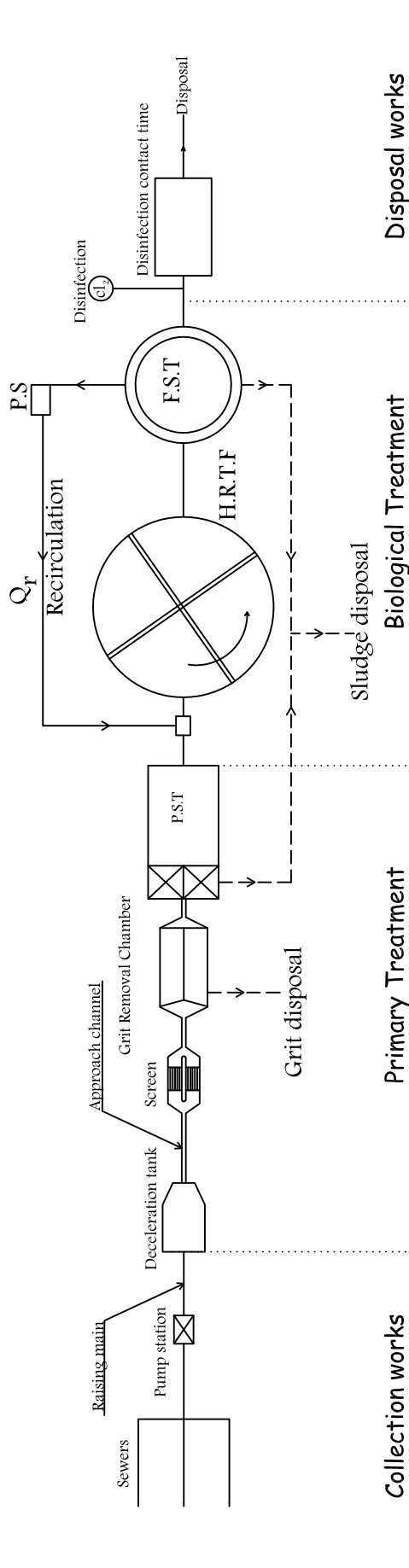


Elevation view



Plan view

Question 4: a)



Flow line diagram in High Rate Trickling Filter W.W.T.P. (H.R.T.F.W.W.T.P.)

Function of each unit:

- * Deceleration tank : Decrease flow velocity before channel
- * Approach Channel transfer flow with constant velocity to Screen
- * Screen : prevent floating and big matters from passing to following units
- * Grit Removal C.: Settle particles of $d > .2$ mm like sand and gravel
- * Primary sed. Tank : Settle 50 % of SS and 30 % of BOD
- * HRTF : allowing bacteria to act with Organic load and convert it to stable matters
- * Final sed. Tank : Settle treated organic matters by bacteria in HRTF
- * Recirculation process : to increase treatment rate and decreasing BOD on HRTF

b)

primary treatment efficiency = 40 %

$$\therefore BOD_{primary\ tretment} = (100 - 40) \% BOD_{Raw} = 0.6 BOD_{Raw} \\ = .6 \times 300 = 180 \text{ ppm}$$

$$\text{Combined Efficiency} = \frac{BOD_{primary\ tretment} - BOD_{final}}{BOD_{primary\ tretment}} \times 100 \\ = \frac{180 - 60}{180} \times 100 = 66.67 \%$$

$$F = \frac{1+R}{(1+0.1R)^2} = 1.89$$

$$CE = \frac{100}{1 + 0.0085 \sqrt{2.75 \frac{L}{F}}} = 66.67 \rightarrow \frac{L}{F} = 1258.2 \rightarrow L = 2377.4$$

$$T.O.L = Q_d \cdot BOD_{primary\ tr.} + R \cdot Q_d \cdot BOD_{final} \\ = 70,000 \times 180 + 1.5 \times 70,000 \times 60 = 18.9 \times 10^6 \text{ gm/day}$$

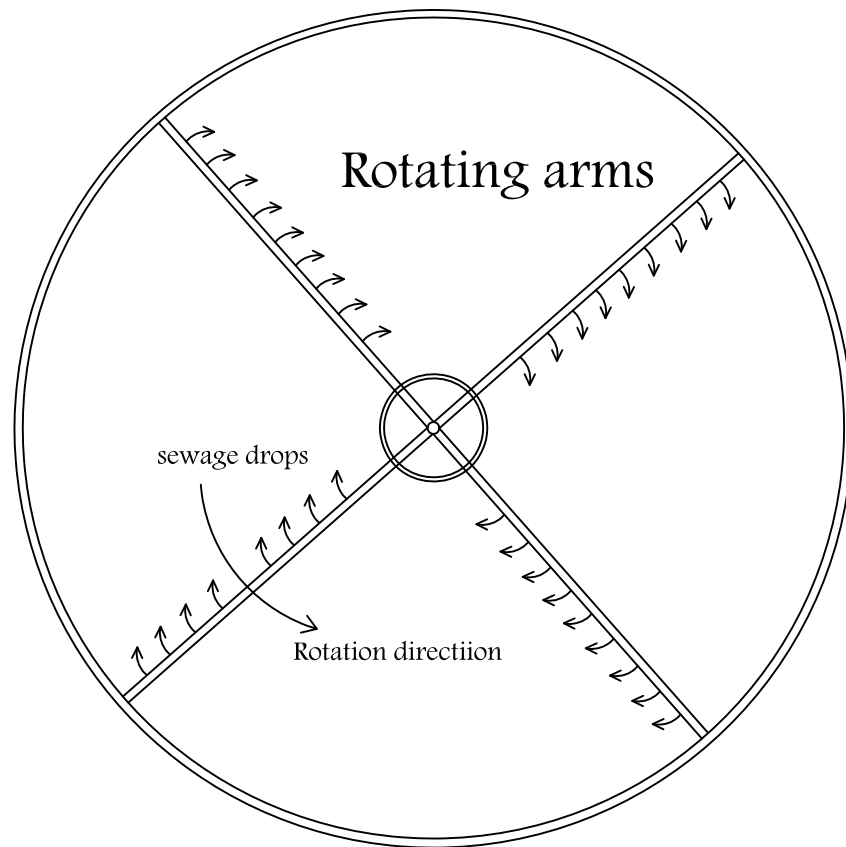
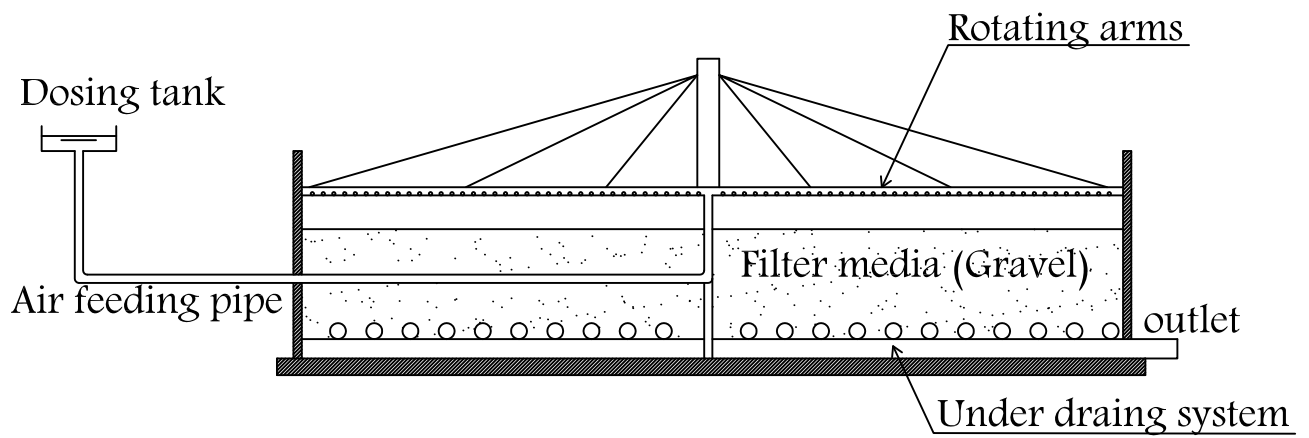
$$\text{volume of media tank} = \frac{T.O.L}{L} = \frac{18.9 \times 10^6}{2377.4} = 7950 \text{ m}^3$$

Assume $d = .9 \text{ m} \rightarrow S.A = 8833.33 \text{ m}^2$

Assume $\varphi = 35 \text{ m} \rightarrow n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \varphi^2 = 8833.33 \rightarrow n = 10$
 $n = 10 \rightarrow \varphi = 33.6 \text{ m}$

Check

$$\text{Hydraulic Load} = \frac{Q_d + Q_R}{S.A} = \frac{(1 + 1.5) \times 70,000}{10 \times \frac{\pi}{4} \times 33.6^2} = 19.5 < 20 \text{ safe}$$



Trickling filter Details

Final Exam Model Answer

Question 1:

a) Discuss factors of selection of the design period for a water supply system.

Factors affecting design period of water supply project are:

- 1- The virtual age of structures , equipment
- 2- Population increase rate
- 3- water consumption
- 4- existing balance for the project
- 5- water resources
- 6- maintance works for the units

b) Design and draw the collection water supply works for a city of population 150,000 capita, and average water consumption 180 LCD. The source of water is a navigable Canal of H.W.L = (10.00 m), L.W.L = (8.50 m), Bed level = (6.00 m), Ground level = (12.00 m), Road level = (14.00 m), Road width 40.00 m, W Treat level = (35.00 m) and Side slopes 1:1 & 3:2

Type of intake Shore intake as canal is navigable

$$Q_{av} = pop. \times WC = 150,000 \times \frac{180}{1000 \times 24 \times 60 \times 60} = 0.3125 \text{ m}^3/sec$$

$$Q_{max.monthly} = 1.4 Q_{av} = 1.4 \times 0.3125 = 0.4375 \text{ m}^3/sec$$

$$Q_{min} = 0.7 Q_{av} = 0.7 \times 0.3125 = 0.22 \text{ m}^3/sec$$

1 – pipe conduit

Assume $v = 1.2 \text{ m/sec}$

$$A_{req} = \frac{0.4375}{1.2} = 0.365 \text{ m}^2 = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2$$

choose 2 of $\phi = 500 \text{ mm}$ (A of one pipe = 0.196 m²)

check

$$1 - v_{act} = \frac{.4375}{2 \times .196} = 1.116 < 1.5 \quad o.k$$

$$2 - v_{min} = \frac{.22}{2 \times .196} = 0.57 < .6 \quad \text{close one pipe}$$

$$v_{min} = \frac{.22}{1 \times .196} = 1.12 > .6 \quad o.k$$

$$3 - v_{max.max.} = \frac{.4375}{1 \times .196} = 2.232 < 2.5 \quad o.k$$

2 – for pumps

$$Q = .365 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

take two pumps of $Q = 185 \text{ l/sec}$ + 2 stand by

$$* H_{total} = H_{static} + H_{dynamic}$$

$$H_{static} = \nabla \text{ 1st unit in WTP} - \nabla \text{ LWL} = 35 - 8.5 = 26.5 \text{ m}$$

$$H_{dynamic} = h_f + h_{sec} + h_v$$

$$h_f = \frac{4.f.l.v^2}{2g.\phi}$$

$$\text{let } f = .008 \quad \& \quad l = 70 \text{ m} \quad (\text{for shore intake})$$

$$h_f = \frac{4 \times .008 \times 70 \times 1.14^2}{2 \times 9.81 \times .35} = 0.43 \text{ m}$$

$$h_{sec} = 0.1 : 0.2 \ h_f = .06 \text{ m}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.14^2}{2 \times 9.81} = .07 \text{ m}$$

$$H_{dynamic} = .43 + .06 + .07 = 0.56 \text{ m}$$

$$H_{total} = H_{static} + H_{dynamic} = 26.5 + .56 = 27.06 \text{ m}$$

$$\text{Total Hp} = \frac{\gamma.Q.H}{75\eta} = \frac{1000 \times .365 \times 27.06}{75 \times .6} = 220 \text{ hp}$$

3 – for Sump

$$Q = .365 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$n_t = n_w + n_{s.b} = 2 + 2 = 4 \text{ pumps}$$

$$Q_{max.monthly} \times 2 \text{ min} = .365 \times 2 \times 60 = 43.8 \text{ m}^3$$

volume = max. of

$$Q_{min.} \times 5 \text{ min} = 0.22 \times 5 \times 60 = 66 \text{ m}^3 \quad \checkmark\checkmark$$

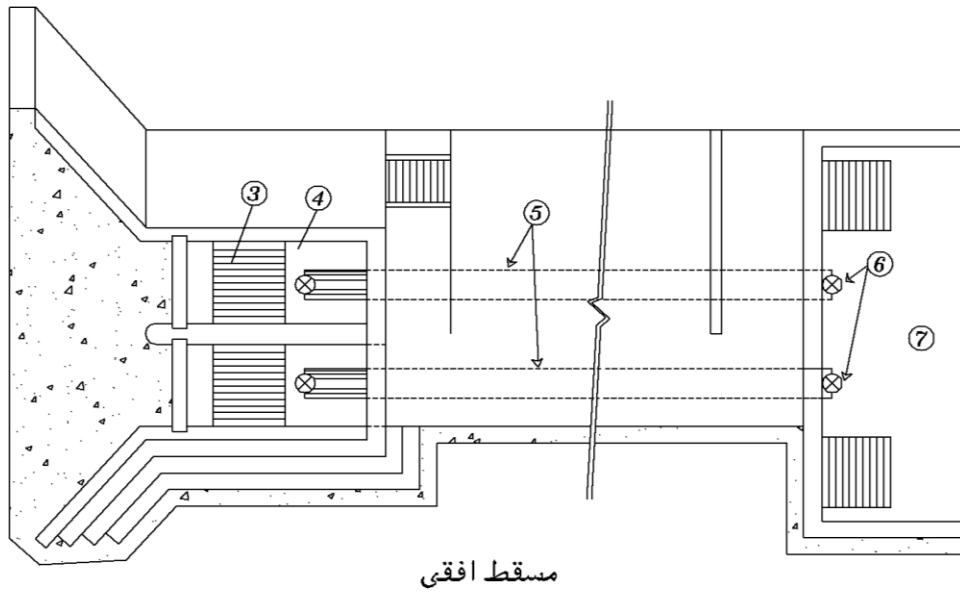
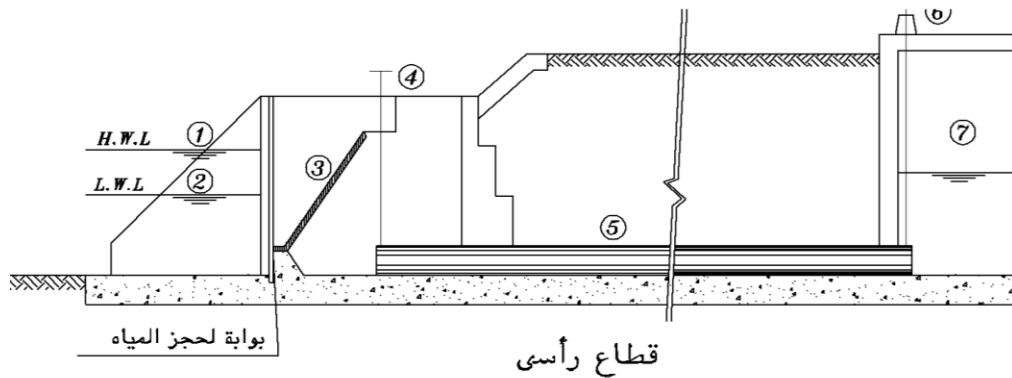
Assume distance between pumps = 1.5 m $\rightarrow l = 4 \times 1.5 = 6 \text{ m}$

Assume $b = 1.5 \text{ m}$

$$\therefore d = \frac{66}{6 \times 2} = 5.5 \text{ m} >$$

$$d_{min} = (\nabla LWL - h_f) - \nabla BL + 0.5 = 8.5 - .43 - 6.0 + .5 = 2.57 < d \text{ o.k}$$

Drawing of shore intake



- 1- High Water Level.
- 2- Low Water Level.
- 3- Screen.
- 4- Inlet gate.
- 5- Intake Pipe.
- 6- Outlet gate.
- 7- Raw Water Sump.

مأخذ على الشاطئ (ترعة ملاحية أو نهر)

Question 2

a) Compare between rectangular and circular sedimentation tanks.

Comparison between Rec. and circular tanks:

Tank	Rectangular	Circular
Flow direction	Horizontal flow	Radial flow
Detention time	2 : 4 hrs	2 : 4 hrs
Dimension	$L < 40 \text{ m}$, $b < 12.5 \text{ m}$, $d = 3:6 \text{ m}$	$\varphi < 35 \text{ m}$, $d = 3:5 \text{ m}$
advantages	Need less area as there are combined walls between tanks	High efficiency in sed.
Disadvantages	Has problems in water outlet weir	Need larger area

b) Design and draw the required circular clarifiers for a water treatment plant of production 800 liter/sec.

$$Q = 800 \text{ l/sec} = 0.8 \text{ m}^3/\text{sec} = .8 \times 60 \times 60 = 2880 \text{ m}^3/\text{hr} \\ = 69120 \text{ m}^3/\text{d}$$

Assume $T = 3 \text{ hours}$

$$\text{capacity} = T \times Q_d = 3 \times 2880 = 8640 \text{ m}^3$$

Assume $S.L.R = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ (20:40)

$$\text{and } S.L.R = \frac{Q_d}{S.A} \rightarrow S.A = \frac{69,120}{30} = 2304 \text{ m}^2$$

$$d = \frac{\text{capacity}}{S.A} = \frac{8640}{2304} = 3.75 \text{ ms}$$

Assume $\varphi = 35 \text{ m}$

$$n \cdot \pi \cdot \frac{35^2}{4} = 2304 \rightarrow n = 2.4 \rightarrow n = 3 \text{ tanks}$$

$$3 \cdot \pi \cdot \frac{\varphi^2}{4} = 2304 \rightarrow \varphi = 31.3 \text{ m}$$

Check

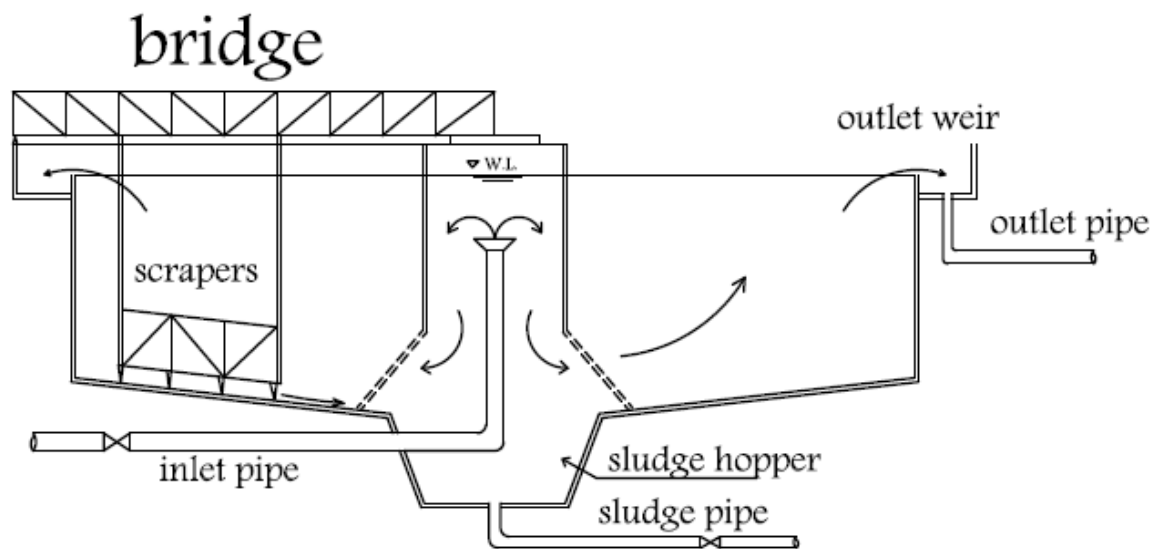
$$1- S.L.R = \frac{Q}{S.A} = \frac{69,120}{3 \times \pi \times \frac{31.3^2}{4}} = 29.9 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}$$

$$2- V_h = \frac{Q}{\text{cross area}} = \frac{0.8 \times 60}{3 \times \pi \times \frac{31.3}{2} \times 3.75} = 0.086 < .3 \text{ m/min}$$

$$3- H.L = \frac{Q}{l_w} = \frac{Q}{n \cdot \pi \cdot \varphi} = \frac{69,120}{3 \times \pi \times 31.3} = 234 \text{ m}^3 / \text{m} / \text{d} \quad (150 : 300)$$

So use 3 circular sedimentation tanks with $\varphi = 31.3 \text{ m}$ Water depth = 3.75 m

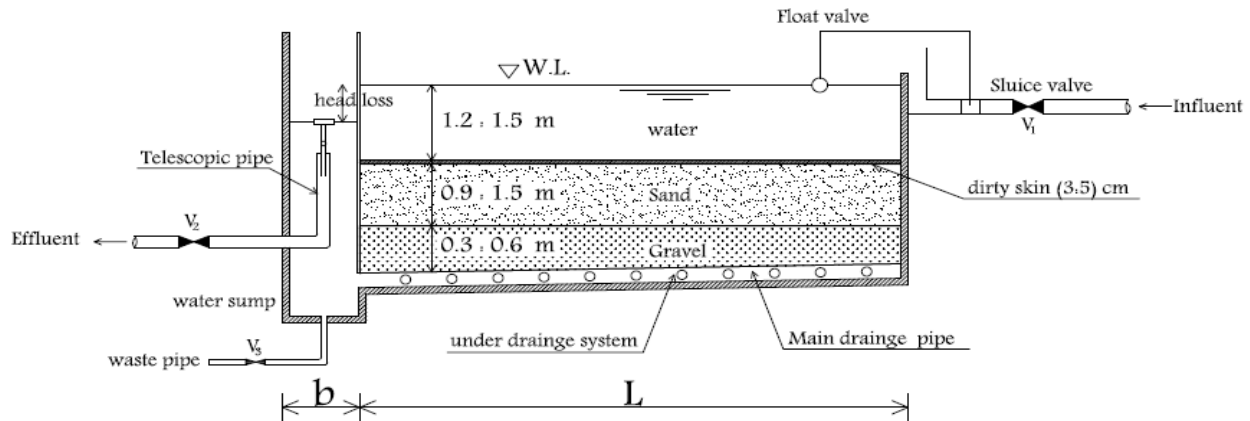
Tank drawing



Question 3

a) State using sketches the cleaning steps of **Slow sand** and **Rapid sand** filters

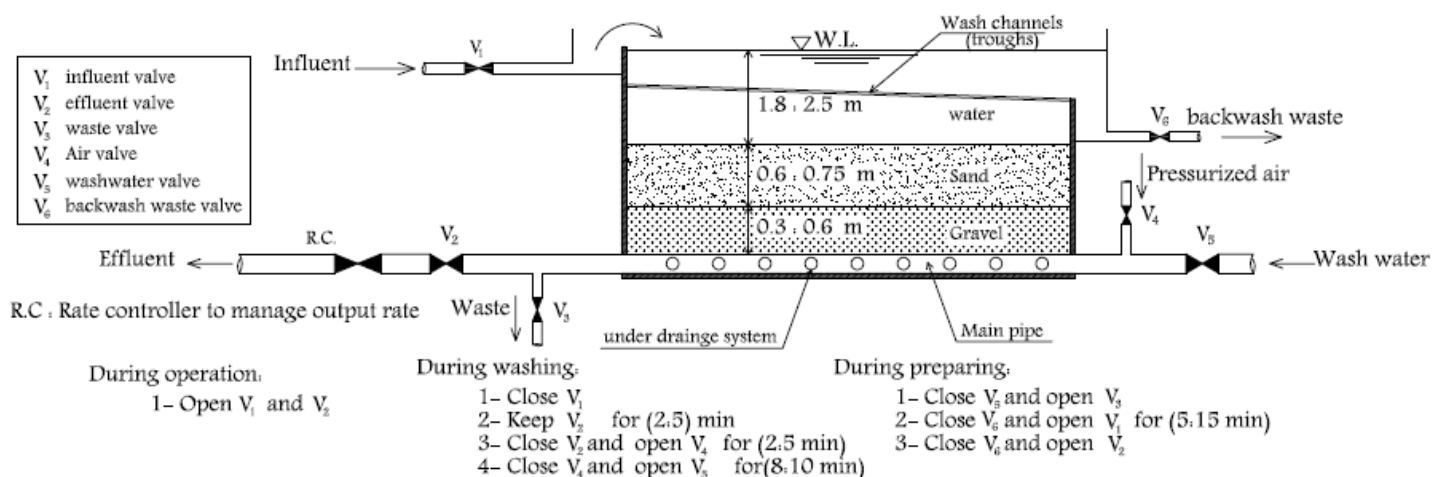
- In slow sand filter



Cross section in Slow Sand Filter

After working period, the dirty skin is removed and replaced by equivalent depth of sand. This continuous for 1 : 15 days according to type of process(manual or automatic)

- In Rapid sand filter



Cross section in Rapid Sand Filter

b) Discuss methods of **disinfection** and factors affecting it in water supply

Methods of disinfection:

- 1- Chlorination: adding chlore with suitable dose to water.
- 2- Chloramination : using ammonia with chlore to reduce the costs .
- 3- Ozonation : using ozone (O_3) in disinfection give good results but more expensive.
- 4- Ultraviolet : using waves in killing bacteria.

Factors affecting disinfection:

- 1- Contact time. (effect increases with bigger contact time)
- 2- Dose. (effect increases with higher dose)
- 3- Temperature. (effect increases in higher degrees)
- 4- PH value. (effect decreases with higher PH values)
- 5- Kind and concentration of microorganisms in water.

c) Design and draw the ground reservoirs for a city of population 150,000 capita and an average daily water consumption of 250 liter per capita

$$Q_{m.m} = 1.4 \times WC \times pop. = 1.4 \times 0.25 \times 150,000 = 52,500 \quad m^3/d$$

$$Q_{m.daily} = 1.8 \times .25 \times 150,000 = 67,500 \quad m^3/d$$

from disinfection:

$$C_1 = Q_{m.m} \times (0.5 : 1) = \frac{52,500}{24} \times 1 = 2187.5 \quad m^3$$

from emergency case:

$$C_2 = Q_{m.m} \times (4 : 10) = \frac{52,500}{24} \times 6 = 13,125 \quad m^3$$

from diff. between max. daily and max. monthly case:

$$C_3 = Q_{m.daily} - Q_{m.m} = 67,500 - 52,500 = 15,000 \quad m^3 \quad \checkmark\checkmark$$

from fire demand

$$Q_{fire} = \frac{pop.}{10,000} \times 120 = \frac{150,000}{10,000} \times 120 = 1800 \quad m^3$$

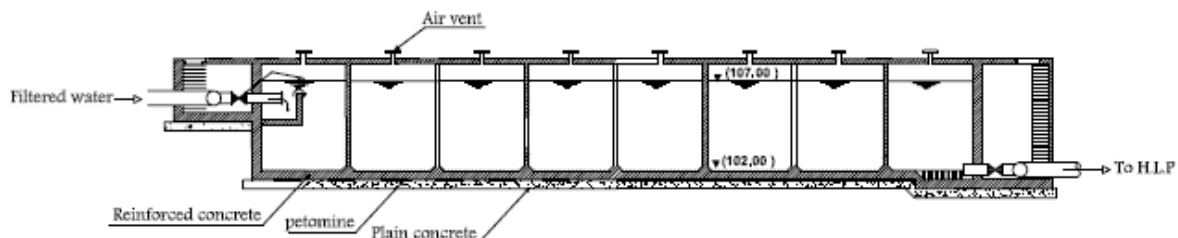
$$C_4 = 0.8 \times Q_{fire} = 1440 \quad m^3$$

$$\begin{aligned} \text{so the volume of tanks} &= \max. of (C_1 + C_2 + C_3) + C_4 \\ &= 15,000 + 1440 = 16,440 \quad m^3 \end{aligned}$$

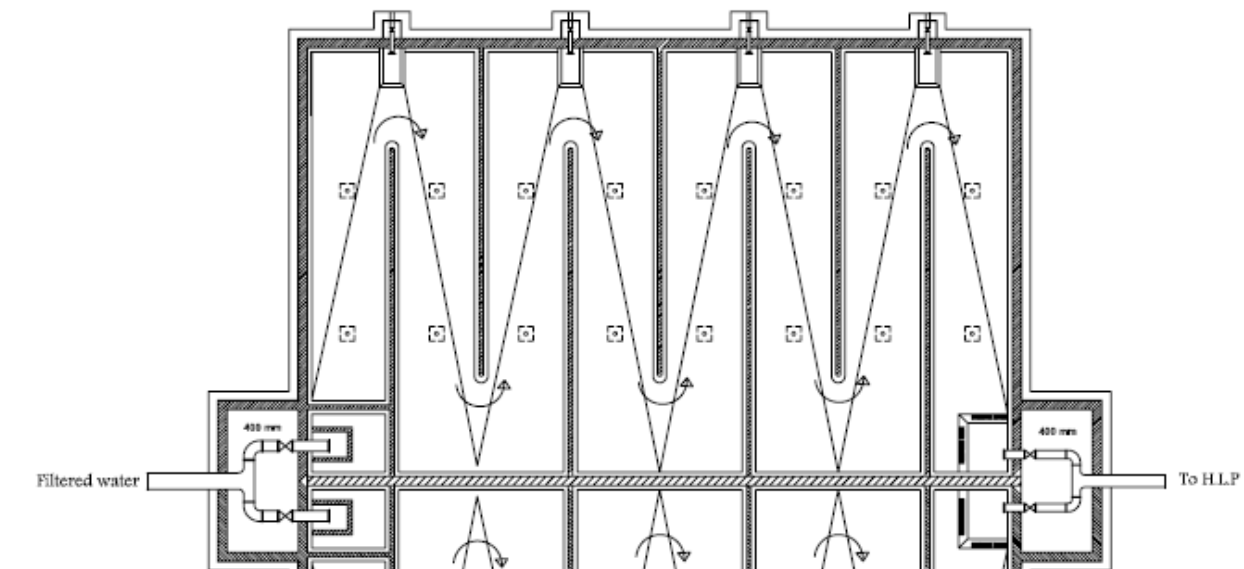
$$\text{let } d = 5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad S.A = \frac{16,440}{5} = 3288 \quad m^2$$

use 4 tanks of $b \times l = 40 \times 20.6$ ($S.A = 3296 \text{ m}^2$)

Section at Ground tank



Section Elevation in Ground water Tank



Section Plan in Ground water Tank

Question 4:

a) State using sketches the different types of distribution system. Discuss the advantages and disadvantages of each type

Different types of distribution systems:

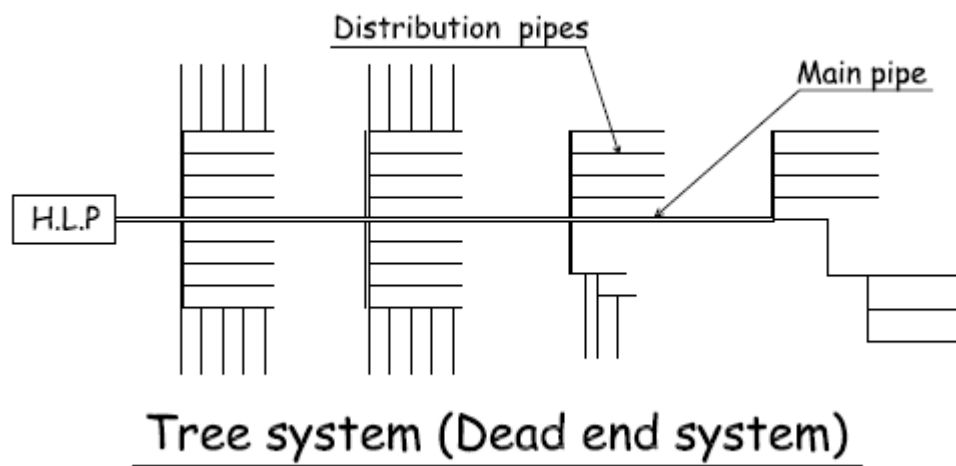
1- Tree system (Dead ends system)

Advantages:

- 1- Cheaper system
- 2- Easy calculation of pressure and discharge at any point
- 3- Less no of valves

Disadvantages:

- 1- Present of dead ends
- 2- If main pipe broken the network will stop.



2- Loop system (Ring/circle system)

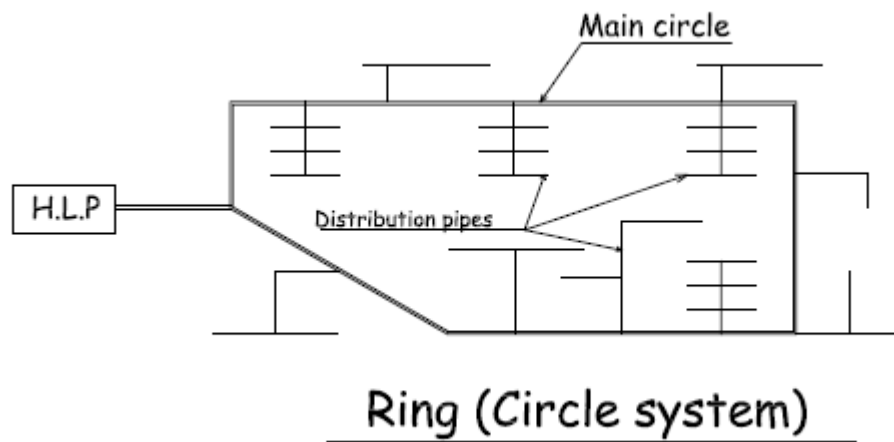
Advantages:

- 1- Easy determination of discharge and pressure

- 2- There are two direction of flow so if one pipe broken the network won't stop totally

Disadvantages:

- 1- Dead ends still found even less than Tree system
- 2- Cost higher than Tree system
- 3- If minor pipe broken a small part of city will be affected



3- Grid iron system

نظام مواسير متداخلة مع بعضها بحيث يكون لكل ماسورة بدايتين ونهايتين. هذا النظام يحتاج الى مدن جيدة التخطيط ويحتاج الى عدد اكبر من الصمامات.

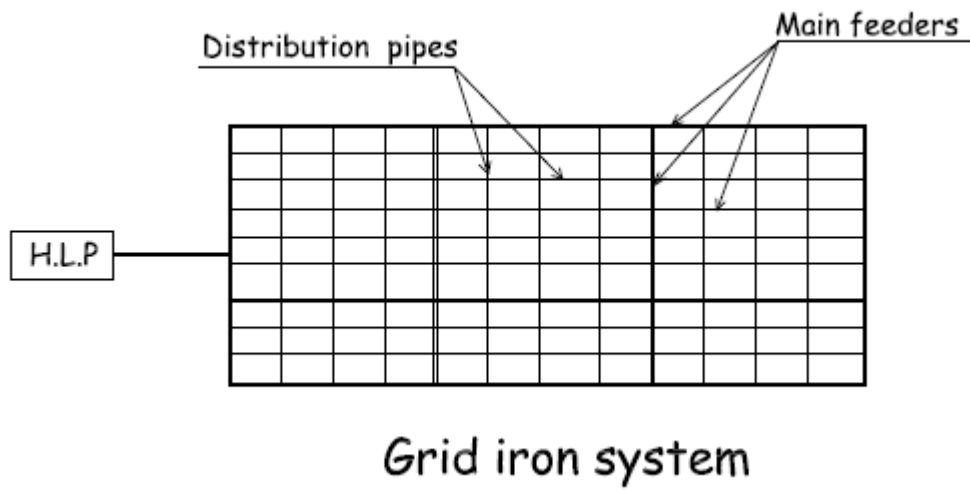
Advantages:

- 1- No dead ends.
- 2- No stop in network during repair.

Disadvantages:

- 1- Most expensive than other systems
- 2- Need large number of valves

3- Need complicated analysis to determine discharge and pressure.



b) Determine the head of booster pump at (B) in the shown system to increase the flow (q) from 100 l/s to 180 l/s with maintaining the same head at point (A) and point (E).

1 – Getting eq. pipe for BCD (in series)

They have the same $\varphi \rightarrow$

$$\therefore \varphi_{eq} = 300 \text{ mm} , \quad l_{eq} = 1600 \text{ m}$$

2 – Getting eq. pipe for BD (in parallel)

1 – Assume $h = 10 \text{ m}$

Pipe BCD $\varphi_{eq} = 300 \text{ mm} \& \quad l_{eq} = 1600 \text{ m}$

$$S = \frac{10}{1600} = 62.5 \times 10^{-4} , \varphi = 300 \rightarrow$$

$$Q_1 = 76 \text{ l/sec}$$

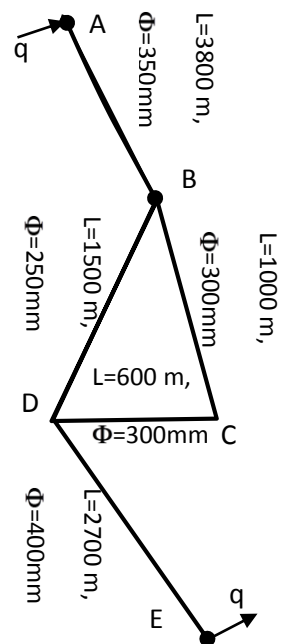
Pipe BD $\varphi_{eq} = 250 \text{ mm} \& \quad l_{eq} = 1500 \text{ m}$

$$S = \frac{10}{1500} = 66.7 \times 10^{-4} , \varphi = 250 \rightarrow Q_2 = 49 \text{ l/sec}$$

$$\therefore Q_{eq} = 76 + 49 = 125 \text{ l/sec}$$

$$\text{Assume } \varphi_{eq} = 200 , Q_{eq} = 125 \rightarrow S = 1134.5 \times 10^{-4} = \frac{10}{l_{eq}}$$

$$l_{eq} = 88 \text{ m}$$



OR $\varphi_{eq} = 250 \text{ mm}$ $l_{eq} = 262 \text{ m}$

3 – Getting head loss at every pipe at $Q = 100$

$Q = 100$

$\varphi_{AB} = 350 \rightarrow S_1 = 49 \times 10^{-4}$, $l_{AB} = 3800 \rightarrow h_{AB} = 18.68 \text{ m}$

$\varphi_{BD} = 250 \rightarrow S_2 = 253 \times 10^{-4}$, $l_{BD} = 262 \rightarrow h_{BD} = 6.63 \text{ m}$

$\varphi_{DE} = 400 \rightarrow S_3 = 26 \times 10^{-4}$, $l_{DE} = 2700 \rightarrow h_{DE} = 6.93 \text{ m}$

$\Delta h_{AE} = h_{AB} + h_{BD} + h_{DE} = 32.24 \text{ m}$

4 – Getting head loss at every pipe at $Q = 180$

$Q = 180$

$\varphi_{AB} = 350 \rightarrow S_1 = 146 \times 10^{-4}$, $l_{AB} = 3800 \rightarrow h_{AB} = 55.5 \text{ m}$

$\varphi_{BD} = 250 \rightarrow S_2 = 752 \times 10^{-4}$, $l_{BD} = 262 \rightarrow h_{BD} = 19.7 \text{ m}$

$\varphi_{DE} = 400 \rightarrow S_3 = 76 \times 10^{-4}$, $l_{DE} = 2700 \rightarrow h_{DE} = 20.6 \text{ m}$

$\Delta h_{AE} = h_{AB} + h_{BD} + h_{DE} = 95.75 \text{ m}$

4 – Getting Head on the booster at B

Head loss between A , E = constant

$\Delta h_{AE_{100}} = \Delta h_{AE_{180}} \rightarrow -32.24 = -95.75 + H_B \rightarrow H_B = 63.51 \text{ m}$

Question 5:

a) Explain sources of sewage and the factors affecting the quality from each source.

Sources of sewage:

- 1- Domestic (home) waste and affected by:
 - Standard of living
 - component of sewage
 - using oil tanks at hotels and restaurants
 - 2- Industrial waste and affected by
 - Type of industry
 - Using skimming tanks at factories
 - Concentration of chemicals and their types
 - 3- Rainfall (storm water) and affected by
 - Quantity of rain
 - Method of collection
 - 4- Infiltration and affected by
 - Type of soil
 - Type of used pipes
-

b) Design the sewer to carry peak flow 420 lit/sec when running 2/3 full. Determine the velocity, and the depth of the flow at the minimum flow of 80 lit/sec.

1 – Getting full flow and full velocity

$$\frac{d}{D} = .67 \text{ from chart 1} \rightarrow \frac{Q_{max}}{Q_{full}} = 0.8 \quad \& \quad \frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.13$$

$$\therefore Q_{full} = \frac{420}{.8} = 525 \text{ l/sec}$$

$$\frac{Q_{min}}{Q_{full}} = \frac{80}{525} = .15 \text{ from chart 1} \quad \frac{d}{D} = .27 \quad \& \quad \frac{v_{min}}{v_{full}} = .65$$

$$\text{Assume } v_{min} = .6 \text{ m/sec} \rightarrow v_{full} = .923 \text{ m/sec}$$

2 – Getting diameter and min. slope

$$Q_{full} = 525 \text{ l/sec} \quad \& \quad v_{full} = .823 \text{ m/sec}$$

$$\text{from chart 2} \quad \varphi = 800 \text{ mm} \quad \& \quad S = 1.4 \text{ ‰} > \frac{1}{800} = 1.25 \text{ ‰} \quad \checkmark\checkmark$$

$$\therefore v_{full} = 1.05 \text{ m/sec}$$

3 – Check velocity at max. and min. flow

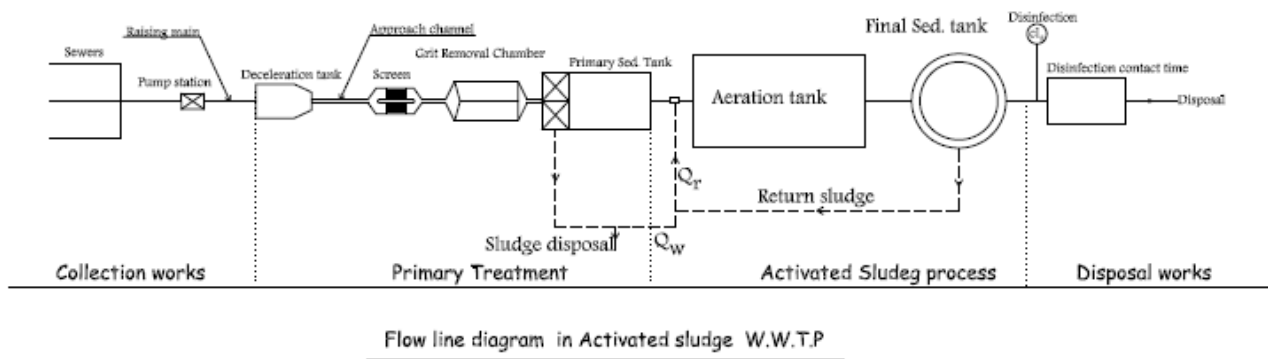
$$\frac{v_{max}}{v_{full}} = 1.13 \quad \rightarrow \quad v_{max.} = 1.13 \times 1.05 = 1.19 < 1.5 \text{ m/sec}$$

$$\frac{v_{min}}{v_{full}} = .65 \quad \rightarrow \quad v_{min} = .65 \times 1.05 = .68 > .6 \text{ o.k.}$$

So use pipe of $\varphi = 800 \text{ mm}$

Question 6:

a) Draw the flow line in Activated Sewage Treatment Plant with mention the function of each unit.



Function of each unit.

- Deceleration tank : Decrease flow velocity before channel
- Approach Channel : transfer flow with constant velocity to Screen
- Screen : prevent floating and big matters from passing to following units
- Grit Removal C.: Settle particles of $d > .2$ mm like sand and gravel
- Primary sed. Tank : Settle 50 % of SS and 30 % of BOD
- Aeration tank: allowing bacteria from sludge to act with Organic load and convert it to stable matters
- Final sed. Tank : Settle treated organic matters by bacteria in HRTF
- Recirculation process : to increase bacteria in suspension of sludge and sewage

b) Design and draw the aeration tanks required for an activated sludge sewage treatment plant of capacity 90 000 m³/day, raw sewage BOD = 500 mg/l, removed BOD in primary tank 35 %, Hydraulic retention time in tank = 10 hrs, and Organic load on tank 600 kg BOD / 1000 m³ /day.

$$P.S.T \text{ efficiency} = 35 \%$$

$$\therefore BOD_{p.t} = (1 - 0.35) \times 500 = 325 \text{ ppm}$$

Assume recirculation ratio 30 %

$$Q_{total} = 1.3 Q_{av} = 1.3 \times 90,000 = 117,000 \text{ m}^3/d$$

$$D.T. = 10 \text{ hr}$$

$$v = Q_{total} \times D.T. = \frac{117,000 \times 10}{24} = 48,750 \text{ m}^3$$

Check Organic load

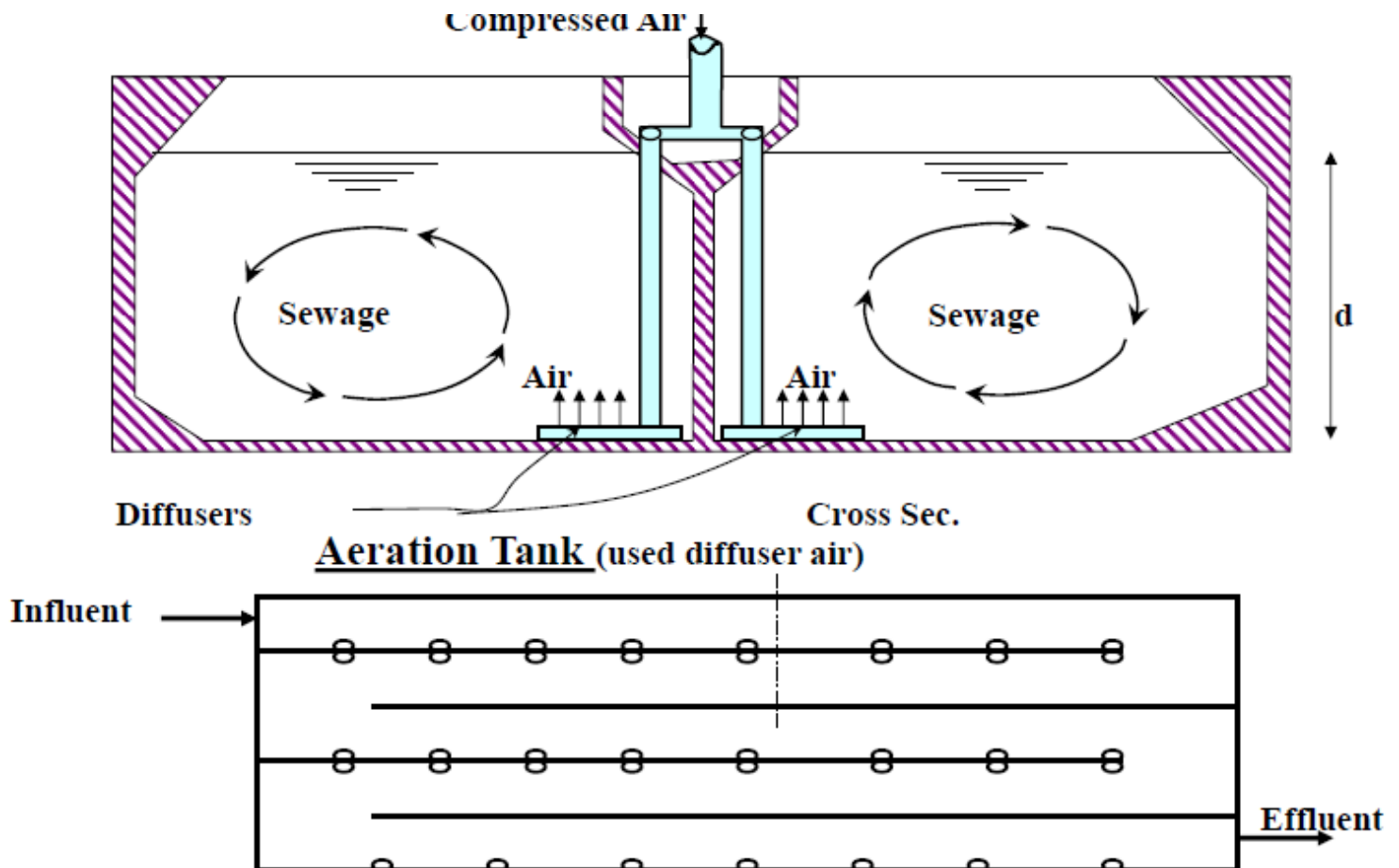
$$O.L = \frac{Q_d \times BOD_{p.t}}{V}$$

$$O.L = \frac{90,000 \times 325}{48750} = 600 \text{ gm/m}^3/d$$

$$48750 = n.b.l.d$$

Assume $d = 5 \text{ m}$, $b = 10 \text{ m}$, $n = 20 \rightarrow l = 48.8 \text{ m}$

Cross section at the aeration tank:



المراجع

- 1- محاضرات الهندسة الصحية د/ محمود الشيخ هندسة شبين الكوم
- 2- محاضرات الهندسة الصحية د/ حازم إبراهيم صالح هندسة شبين الكوم
- 3- محاضرات الهندسة الصحية جامعة عين شمس
- 4- شرح الهندسة الصحية د/ حمدى سيف هندسة اسكندرية
- 5- هندسة المياه والصرف الصحى د/ محمد صادق العدوى
- 6- الهندسة الصحية د/ محمد محمد على فرج